土木学会西部支部沖縄会

# 第５回 技術研究発表会

琉球大学　研究者交流会館・50 周年記念会館

**2016 年 1 月 13 日**

発表プログラム・概要集




土木学会西部支部沖縄会

# 会場案内




琉球大学西原口を入り、構内の信号を左に曲がり、左手すぐ。

## ○ 土木学会継続教育（CPD），CPDS 認定プログラム

# 発表プログラム

2016年1月13日

## Time Table

| Start | End | プログラム | |
|---|---|---|---|
| 9：00 | 9：30 | 受　付・CPD登録 | |
| 9：30 | 9：50 | 開会式　〈Room：A〉<br>開会の挨拶：柳橋　則夫（沖縄会会長・沖縄総合事務局次長）<br>実施要項の説明：　川崎　聡（沖縄総合事務局） | |
| 9：50 | 10：00 | Break | |
| 10：00 | 11：50 | Session 1〈Room：A〉9編<br>（環境・計画関連）<br>座長：琉球大学　神谷　大介 | Session 2〈Room：B〉9編<br>（地震・防災関連）<br>座長：沖縄総合事務局　高井　嘉親 |
| 11：50 | 13：00 | Lunch | |
| 13：00 | 14：40 | Session 3〈Room：A〉8編<br>（地盤関連）<br>座長：沖縄しまたて協会<br>玉城　喜章 | Session 4〈Room：B〉8編<br>（維持管理・防食関連）<br>座長:琉球大学 富山　潤 |
| 14：40 | 14：50 | Break | |
| 14：50 | 16：30 | Session 5〈Room：A〉8編<br>（計測技術関連）<br>座長：琉球大学　松原　仁 | Session 6〈Room：B〉8編<br>（構造設計・診断関連）<br>座長: 沖縄県　津嘉山　司 |
| 16：30 | 17：00 | Break（優秀発表者賞審査委員会） | |
| 17：00 | 17：20 | 閉会式　〈Room：A〉<br>優秀発表者賞の表彰：矢吹　哲哉（沖縄会副会長・琉球大学名誉教授）<br>閉会の挨拶：末吉　幸満（沖縄会副会長・沖縄県土木建築部長） | |

# Presentation Schedule

# Titles and Authors

**〇発表時間：9分、質疑応答：3分**

**〇概要集：2頁～6頁（原則、偶数頁）**

〇注意事項

・発表者は、各発表セッション開始前に発表パワーポイントを会場パソコンにインストールし、動作状態を確認すること。
・発表者および聴講者は、土木学会西部支部沖縄会の会員登録をしてください。なお、土木学会正規会員または学生は登録の必要はありません。

• 1月13日 （水曜日）

| Time | Room A |
|---|---|
| 10:00 ∫ 11:50 | **Session1： 計画・環境関連**<br>座長：神谷 大介<br>1. 我が国の路上駐車管理施策と規制の実効性に関する調査研究 9<br>北海学園大学 堂柿栄輔，東海大学 梶田佳孝，足利工業大学 簗瀬範彦<br>2. 那覇空港滑走路増設事業における環境保全～サンゴ移植～ 15<br>那覇港湾・空港整備事務所 那覇空港新滑走路整備推進室 椎原康友，前里尚<br>3. 航跡波による石垣港港湾内静穏度への影響について 21<br>内閣府沖縄総合事務局 石垣港湾事務所 富田和之，與那嶺和史<br>4. 沖縄県営奥武山公園における公園づくり～プラットフォーム戦略に基づく市民協働～ 25<br>沖縄県南部土木事務所 島袋寛之<br>5. ゆいくる材の環境に対する安全性の検討 31<br>（一財）沖縄県建設技術センター 本田まゆ子<br>6. 二輪車事故を抑制するための対策 35<br>沖縄総合事務局南部国道事務所 交通対策課 小波津秋乃<br>7. 沖縄島二級河川を対象とした自然再生事業のための取水堰撤去の検討 39<br>琉球大学 辻本真希，神谷大介，山花一貴<br>8. SITとしてのインフラツーリズムと観光事業に関する基礎的考察 43<br>名桜大学国際学群観光産業専攻 大谷健太郎<br>9. 地域防災計画の見直しにおける事前危険度評価の取り組み 47<br>中央建設コンサルタント 山中亮，宮國敏秋，嘉数勇也，琉球大学 神谷大介，<br>琉球大学大学院 峰翔太 |
| | Room B |
| | **Session2： 地震・防災関連**<br>座長：高井 嘉親<br>1. 那覇港防波堤（新港第一）の耐津波性向上について 54<br>那覇港湾・空港整備事事務所 上地杏奈<br>2. 沖縄県における最大クラスの津波による浸水想定<br>～津波防災地域づくりに関する法律に基づく設定～ 58<br>沖縄県土木建築部海岸防災課海岸 島袋洋行，瀬長雄二<br>3. ネパールにおける組積造耐構造物の震性向上に関する一検討 64<br>琉球大学 岩崎竜馬，崎山将，広瀬孝三郎，松原仁，藍壇オメル<br>4. サンゴ礫混じり土の液状化判定に関する基礎的研究 68<br>琉球大学 崎山将，広瀬孝三郎，岩崎竜馬，松原仁，藍壇オメル<br>5. GPS 観測データを用いた日本列島における水平ひずみモニリングシステムの構築 74<br>琉球大学 椎原靖真，江戸考昭，松原仁<br>6. GPS による琉球諸島における地殻変動の観測とその評価 78<br>琉球大学 松田健太，藍壇オメル，富山潤<br>7. 亜炭廃鉱地域における 空洞充填効果の評価に対する動的モニタリング法とその適用 80<br>琉球大学 濵裕人，藍壇オメル，富山潤<br>8. 石造遺跡の動態観測および固有振動特性に関する研究 84<br>琉球大学 岡祥太，藍壇オメル，渡嘉敷直彦，富山潤<br>9. 古代都市AIZANOI における石積み橋の変形挙動解析及び<br>安定性評価に関する基礎研究 86<br>琉球大学 嘉陽田功平，富山潤，藍壇オメル，渡嘉敷直彦 |

| Time | Room A |
|---|---|
| 13:00<br>｜<br>14:40 | **Session3： 地盤関連**<br>座長：玉城　喜章<br><br>1. ベントナイトペースト表面に発生する乾燥収縮亀裂のフラクタル次元解析――89<br>琉球大学大学院　広瀬孝三郎，松原仁<br>2. Sinkhole の形成シミュレーション――95<br>琉球大学　栗森雄一，松原仁<br>3. ベントナイトペーストの乾燥－湿潤サイクルがMudcrack および Mudblock に与える影響――99<br>琉球大学　沖﨑拓也，広瀬孝三郎，松原仁<br>4. 岩石およびモルタルの凍結融解作用に関する基礎的研究――103<br>琉球大学　松崎雅史，吉次優裕，富山潤，藍壇オメル<br>5. 画像相関法を用いたベントナイトペーストに発生するMudcrack の評価――105<br>琉球大学　松本龍一，広瀬孝三郎，崎山将，松原仁<br>6. 噴砂の出現と過剰 間隙 水圧の関係 に関する実験的検討――107<br>琉球大学　江﨑荘太，崎山将，広瀬孝三郎，松原仁<br>7. 不連続面における多目的・動的せん断試験の開発と適応――111<br>琉球大学　坂下洋明，藍壇オメル，富山潤<br>8. 格子ボルツマン法を用いた室内騒音場に関する数値解析的検討――113<br>琉球大学大学院　江戸孝昭，松原仁，原久夫 |
| | Room B |
| | **Session4： 維持管理・防食関連**<br>座長：富山　潤<br><br>1. 完成後30年経過したダムの放流管内の塗装について――120<br>沖縄総合事務局北部ダム管理事務所安波ダム管理支所　川田文彦，中村喜広<br>2. 沖縄地区鋼橋塗装マニュアルについて――126<br>沖縄総合事務局南部国道事務所　當山全浩，一般社団法人沖縄しまたて協会　玉城喜章<br>3. 橋梁下部工への電気防食技術の適用について――132<br>株式会社ホープ設計技術管理部　金田一男，比嘉徹，崎原盛伍，親泊宏<br>4. 従来鈑桁橋におけるFRP スマートカバーの構造部材への応用――138<br>宮地エンジニアリング㈱　大塚恵，山下修平，矢吹哲哉，下里哲弘，塚原雄介<br>5. 腐食面に対する SmartZIC工法の適用性に関する研究（その１：SZ工法の基本性能検証）――140<br>琉球大学　山城慶，日和裕介，下里哲弘，有住康則，<br>㈱横河ブリッジホールディングス　井口進，曽我麻衣子，㈱横河ブリッジ　清川昇悟<br>東京ファブリック工業㈱　木村雅昭　橋都瑞城<br>6. 腐食面に対するSmartZIC工法の 適用性に関する研究（その２：腐食面での成膜検討）――142<br>琉球大学　日和裕介，下里哲弘，有住康則，㈱横河ブリッジホールディングス<br>井口進，曽我麻衣子，㈱横河ブリッジ　清川昇悟，<br>東京ファブリック工業㈱　木村雅昭，橋都瑞城<br>7. ボルトキャップの紫外線劣化と疲労実験――144<br>琉球大学　臼井慎之介，下里哲弘，有住康則<br>8. Smart ZIC 工法を用いた腐食高力ボルトの防食性に関する実験的研究――146<br>琉球大学　井上将良，下里哲弘，日和裕介，有住康則 |

| Time | Room A |
|---|---|
| 14:50<br>∫<br>16:30 | **Session5： 計測技術関連**<br>座長：松原　仁<br><br>1. 海洋環境下で腐食した鋼管構造物における渦流計測法の適用性の検証――――149<br>琉球大学大学院　塚原裕介，下里哲弘，有住康則，電源開発株式会社　鷲尾朝昭、<br>（有）TTS 中野裕二郎<br>2. 振動特性に基づく劣化したコンクリート橋の健全性評価手法に関する基礎的研究――153<br>琉球大学　具志堅政泉，吉次優祐，藍壇オメル，富山潤<br>3. ワイヤ移動式橋梁点検ロボットの開発――――――――――――――――――――――155<br>(株)TTES　勝山真規，菅沼久忠，八戸工業大学　長谷川明，金子賢治，藤澤隆介，<br>株式会社　長大　加藤雅彦，川原将<br>4. 照明柱の健全度評価に関する非破壊法の基礎研究――――――――――――――――157<br>琉球大学　栗原郁弥，富山潤，藍壇オメル，渡嘉敷直彦<br>5. アルカリシリカ反応のペシマム現象に関する数値解析的基礎的検討――――――――159<br>琉球大学　布木勇人，富山潤，藍壇オメル，吉次優祐<br>6. 劣化したコンクリート橋梁の振動特性評価に関する基礎研究――――――――――――161<br>琉球大学大学院　吉次優祐，富山潤，藍壇オメル<br>7. 沖縄県内陸部におけるフライアッシュコンクリートの中性化耐久性検討――――――163<br>（一財）沖縄県建設技術センター　山城正吾，アール・アンド・エー　風間洋<br>8. 土の粘性を考慮した圧密沈下量に関する研究――――――――――――――――――169<br>琉球大学　吉中淳，宮城弘季，原久夫 |
| | Room B |
| | **Session6： 構造設計・診断関連**<br>座長：津嘉山　司<br><br>1. 沖縄都市モノレールにおける合成合理化鋼軌道桁の採用について――――――――――176<br>沖縄県土木建築部都市モノレール建設事務所　安里智<br>2. 「国際通り線シンボルロード整備事業」について――――――――――――――――182<br>沖縄県土木建築部　仲嶺智<br>3. 那覇空港新滑走路進入灯橋梁基本設計――――――――――――――――――――――190<br>那覇港湾・空港整備事務所　那覇空港新滑走路推進室　田中貴之，前里尚<br>4. 亜鉛めっきボルト上の塗装用下地仕様に関する検討――――――――――――――――195<br>琉球大学　髙江洲秀仁，下里哲弘，有住康則，荒巻 聡,平原慎也，藤本圭太郎<br>5. 実橋載荷試験による腐食した鋼Ｉ桁橋の耐荷力検証――――――――――――――――197<br>琉球大学　高橋鴻，下里哲弘，有住康則<br>6. 異なる減厚分布形状を有する鋼I 桁のせん断耐荷力特性に関する研究――――――199<br>琉球大学大学院　園田政和，下里哲弘，有住康則，玉城喜章<br>7. 添接板の腐食表面形状に着目したすべり試験――――――――――――――――――201<br>琉球大学　奥嶋一世，下里照弘，有住康則，宮地エンジニアリング　山下修平<br>8. 実腐食した摩擦接触面の腐食特性とすべり係数――――――――――――――――――203<br>宮地エンジニアリング　山下修平，下里哲弘，有住康則，奥嶋一世 |

# 発　表　概　要　集

# Session 1：環境・計画関連

# 我が国の路上駐車管理施策と規制の実効性に関する調査研究

○北海学園大学　堂柿栄輔，東海大学　梶田佳孝 ，足利工業大学　簗瀬範彦

## 1. 研究の目的

我が国の都市部での路上駐車規制は，駐車禁止または駐停車禁止を基本とするが，平成の初めからはいくつかの施策の中で，「秩序ある駐車の推進」，「適正な交通規制の実施」（「大都市における駐車対策の推進について」交通対策本部申し合わせ：平成2年）[1]等の表現で，従来からの厳格な規制とは異なった考え方も示されている．一方規制の緩和は駐車行為の無秩序化をまねく恐れもあり，新たな規制に対しその実効性を示すことは計画情報として有益であろう．

本研究は，道路交通法（以下法）での路上駐車管理施策を概観した上で，駐車規制の実効性について，プレート式連続調査からその現状を把握し基礎的な統計分析を行った．調査対象は札幌市都心地区（駐車場整備地区）である．

## 2. 路上駐車管理の施策

新たな駐車規制では，一律の駐車禁止条件を一部解除する場合が多い．街路の滞留機能について道路法や駐車場法でも幾つかの施策があるが，ここでは主に法における施策を**図1**に示す．対象（特定個人or一般）の分類を縦軸に，規制の実施される道路空間の分類を横軸に示した．

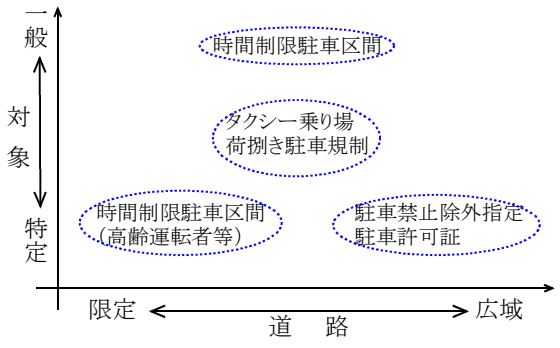



**図1　路上駐車管理の分類**

### 2．1　時間制限駐車区間

**(1)時間制限駐車区間（道路交通法第四十九条）**

不特定多数のドライバーを対象に道路区間を限定した施策である．「時間を限って同一の車両が引き続き駐車することができる道路の区間」（以下引用を教科書体とする）である．通常この区間はパーキング・メーターまたはパーキング・チケットで管理される．この制度は短時間の駐車需要に応えるため昭和 46 年の法改正で導入されたものであり，駐車時間の上限は通常1時間程度である．従って道路交通法での「短時間」は 1 時間程度を想定していることになる．利用では条例で定められる手数料を支払うが，この額はおよそ周辺の路外駐車場料金と同額であることが多い．




**写真1　普貨専用パーキング・チケット（札幌市）**

この利用を貨物車に限定し，駐車時間をより短時間（ 20 分～ 30 分）とする例（**写真1**）も一般的である．

**(2)高齢運転者等専用時間制限駐車区間（法第四十九条の二）**

個人属性と道路区間を限定した駐車管理であり，前期の時間制限駐車区間より道路区間はより限定される．平成 22 年より施行された法律（法第四十九条の二）を根拠とし，その目的は「‥身体機能の低下が運転に影響を与えるおそれがある高齢運転者を，安全で快適な駐車環境を提供することにより支援し，交通事故の防止を図るため‥」とある．ここで高齢者とは 70

キーワード　路上駐車，アイドリング，環境負荷
連絡先　〒064-0926札幌市中央区南26条西11丁目　北海学園大学工学部社会環境工学科
E-mail：dohgaki@cvl.hokkai-s-u.ac.jp




写真2　高齢運転者専用（札幌市）

歳以上の高齢者マークの対象者であるが，聴覚障害者及び肢体不自由者及び妊婦も対象となる．駐車にあたって手数料は不要である．この施策（**写真2**）は高齢者等に対する路側空間の優先占有である．

### 2．2　駐車禁止除外指定等

特定多数のドライバーを対象とした施策であり，駐車禁止規制下で駐車を許可するものである．時間制限駐車区間が道路空間の一部を限定し不特定多数の路側占有を認めるのに対し，この施策は道路区間を限定せず特定の運転者及び車両に駐車を容認する制度である．**図2**に駐車禁止除外指定及び駐車許可が対象とする用務の分類を示す．

#### (1)駐車禁止除外指定

法第四条2項（公安委員会の交通規制）を根拠とする．「‥交通の規制は、区域、道路の区間又は場所を定めて行なう。この場合において、その規制は、対象を限定し、‥」であり，公安委員会が認めれば条件を満たす車両の駐車禁止を除外できるとするものである．この時，除外対象は選挙活動，郵便物・廃棄物の集配，道路維持，医療行為，報道機関，身体・知的障害者等であり，都道府県公安委員会の道路交通法施行細則に示される．表現は異なるが内容はほぼ全国一律である．**表1**は平成 16 年に北海道公安委員会が発行した方面別目的別数である．全体の 91.1%は身体障害者に対するものであり，道路維持作業 5.4%，医療関係 1.9%，知的障害者 1.4%となっている．

#### (2)駐車許可証

駐車禁止除外指定と同様の施策であるが，法第四十五条 1 項を根拠とする警察署長の行う駐車許可（‥ただし、公安委員会の定めるところにより警察署長の許可を受けたときは、この限りではない。）であり，日時や場所を限定した駐車許可である．法施行細則では，「(1)公益上社会通念上必要であるとき，(2)貨物の積み卸しその他業務上の必要によりやむを得ないとき」と表現され具体例は示されていないが，許可例は**表2**のとおりである．この分類では介護関係の許可が 51.4%であり全体の半数を占める．その他 26.6%の内訳は不明であるが，次いで工事作業関係が 13.7%となっている．駐車禁止除外指定が障害者手帳や医師免許等明確な根拠に基づくのに対し，駐車許可では地域の実情に応じた対応が可能である．北海道では灯油の配送車に認められる例がある．なお駐車禁止除外指定と駐車許可証の合計 30,165 台は，北海道の登録車及び軽自動車の合計約 360 万台の 0.8%である．

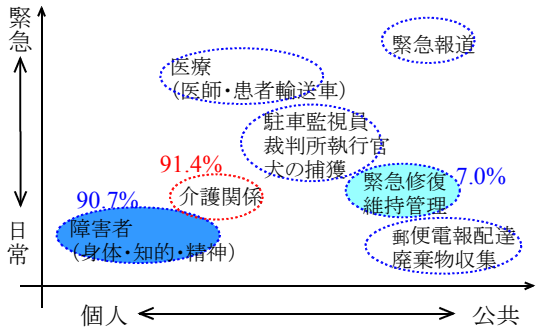



図2　主な用務分類

表1　北海道公安委員会方面別件数（平成16年）

| 分類 | 方面別許可件数 | | | | | | 構成比 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 札幌 | 函館 | 旭川 | 釧路 | 北見 | 合計 | |
| 道路維持作業等 | 344 | 82 | 103 | 186 | 60 | 775 | 5.4 |
| 紫外線関係 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 医療関係 | 191 | 26 | 37 | 22 | 3 | 279 | 1.9 |
| 身障者関係 | 7,977 | 959 | 1,967 | 1,483 | 766 | 13,152 | 91.1 |
| 緊急報道 | 12 | 1 | 8 | 4 | 1 | 26 | 0.2 |
| 知的障害者 | 171 | 5 | 11 | 7 | 6 | 200 | 1.4 |
| 計 | 8695 | 1073 | 2127 | 1702 | 836 | 14432 | 100 |

表2　警察署方面別件数（平成16年）

| 分類 | 方面別許可件数 | | | | | | 構成比 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 札幌 | 函館 | 旭川 | 釧路 | 北見 | 合計 | |
| 貨物の積み卸し | 557 | 0 | 5 | 39 | 28 | 629 | 4.0 |
| 工事作業関係 | 1,736 | 63 | 189 | 68 | 99 | 2,155 | 13.7 |
| 医療関係 | 342 | 25 | 83 | 31 | 13 | 494 | 3.1 |
| 報道関係 | 106 | 26 | 26 | 13 | 12 | 183 | 1.2 |
| 介護関係 | 4,186 | 1,195 | 1,423 | 948 | 333 | 8,085 | 51.4 |
| その他 | 3,106 | 253 | 355 | 230 | 243 | 4,187 | 26.6 |
| 合計 | 10,033 | 1,562 | 2,081 | 1,329 | 728 | 15,733 | 100 |

### 2．3　荷捌きに対する配慮

道路区間を限定し特定用務の駐車制限を緩和する施策である．荷捌き交通への配慮は都市機能の維持では必要であり，特に平成 18 年からの民間組織による駐車規制の強化以降この必要性は強まってい

る. 公安委員会により対応は異なるが, 車種, 駐車時間, 目的を配送交通に限定し, 20 分程度の駐車を容認する例(**写真3**)や, 時間制限を伴わない例もある.




**写真3　荷捌きに対するの配慮(札幌市)**

## 2. 4　タクシーへの配慮

荷捌き同様用務を限定した施策である. 客待ちタクシー(「一般乗用旅客自動車運送事業」:道路運送法第三条一ハ)に対する乗り場の設置は従来からの施策であるが, 他の機能との共存策等の工夫もある. **写真4**は長崎市での荷捌き駐車と客待ちタクシーの時間を限った路側占有の工夫である. 昼間時間帯の前半( 6:00 ～ 12:00 )を荷捌き駐車に, 午後( 12:00 ～翌日午前 6:00 )をタクシーの客待ちスペースとする方法であり, この様な工夫は他の地域でも多く見られる. 一般に事業用自動車(**自動車運送事業者がその自動車運送事業の用に供する自動車**をいう:道路運送法第二条 8 )間での路側空間の共有はうまくいく場合が多い. この背景は, 荷捌きスペースやタクシーベイ専用の路側空間確保が難しくなっていることによる. 一般旅客自動車運送事業は道路運送法の下で行われるが, 駐車規制の実施は道路事業者と交通警察の専決事項であり, 事業者の視点では自助努力に限界があろう.




**写真4　営業車と貨物車の路側空間共有(長崎市)**

## 3. 駐車規制実効性の調査

### 3. 1　調査方法

調査概要を**表3**に示す. 調査の方法はプレート式連続調査[2](**写真5**)である. **図3**は調査街路の道路形状であり, 信号管理されている交差点間(約 100m )の片側を1単位道路区間[3]として調査員を配置した. この調査方法は, 路側に駐停車する自動車の駐車開始時刻や発時刻, 車種, 目的等を調査員の継続的な目視により記録するものである. 記録には予め作製した調査票を用い, 調査員一人に対し 30m ～ 50m 程度の区間に駐停車する最大 6 ～ 7 台の4輪自動車の駐停車特性を記録する. 路上駐車の調査では他に断続調査やアンケート調査等があるが, 断続調査では到着時刻と出発時刻を直接記録できないことや短時間駐車の駐停車行動が記録漏れとなることが多い等の問題がある. またアンケート調査は駐車目的を聞き取ることができる点で優れているが, 違法行為に対する面接調査は回答が不正確となることも多く, 聞き取りには相当の技術と熟練を要する. 一方ここで用いた継続調査は, 記録に関す

**表3　調査概要**

| 項　目 | 内　容 |
|---|---|
| 調査方法 | プレート式連続調査 |
| 調査日 | 平成 24 年 7 月,8 月 3 日間 |
| | 平成 25 年 7 月,9 月 3 日間 |
| 調査時間帯 | 8:00 ～ 19:00 |
| 場　所 | 札幌市都心地区(駅前通り) |
| | 区間延長 500m路側 |
| 地域地区 | 商業地域(駐車場整備地区) |
| 調査台数 | 2,554 台(二輪車を除く) |



**写真5　プレート式連続調査**

る統一事項の周知のための予備調査は必要である．調査は平成 24 年 7 月と 8 月，平成 25 年 7 月と 9 月各々の平日 3 日間，8:00 ～ 19:00 の時間帯で行った．当地区は用途地域区分では商業地域であるが，物販より業務施設が多い．調査対象車両は二輪を除く自動車であり，2,554 台の観測データを得た．

### 3．2　道路条件と駐車規制

停車帯の道路形状を**写真6**に示す．**図3**に示すように車道は中央分離帯を有する片側 2 車線であり，停車帯の幅は 1.5m 程度である．交通量は約 9,000 台/12 時間であり，都心地区一帯の平均的交通量である．調査箇所は JR 駅を起点とする延長 500m の街路両側であり，約 100m 間隔で信号交差点を有する．

停車帯の交通規制を**表4**及び**写真7**に示す．補助標識に荷捌き駐車への配慮が示されている．内容は，「① 20 分以内」の時間制限，「②貨物集配中」荷捌き目的であること，「③貨物」車種制限である．ここで「③貨物」の定義は，「道路標識、区画線及び道路標示に関する命令」（備考/一本標識板/(六)車両の種類の略称）での分類による．

**表4　駐車規制の内容**

| 項　　目 | 内　　容 |
|---|---|
| ① 20 分以内 | 駐車時間の上限 20 分 |
| ②貨物集配中 | 駐車の目的が荷捌き目的 |
| ③貨物 | 車種分類が貨物 |

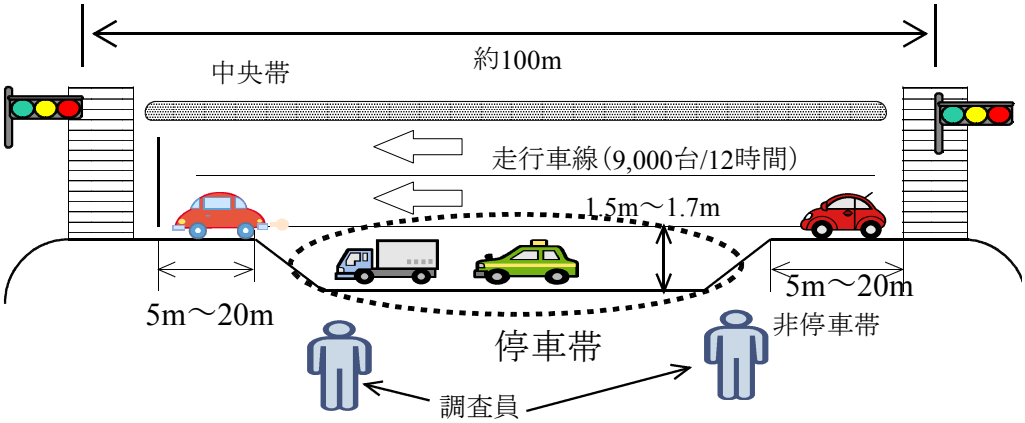



**図3　調査街路の概要**




**写真6　停車帯**




**写真7　駐車規制（補助標識）**

### 3．3　調査項目

本研究で分析の対象とした調査項目**表5**に示す．

(a)駐車時間

「出発時刻」と「到着時刻」の差である．分単位の観測とした．

(b)自動車の属性

「車種」は自動車登録規則第十三条（別表第二）に示される機能分類（分類番号 1 ～ 8 ）に準じた．ま

た「自家用/ 事業用」の別は道路運送車両法施行規則第六十三条の二関係(第十四号様式)による車両番号表の塗色分類である.

(c)目的

PT 調査の分類にいくつかの目的を加え 8 分類(業務(荷無), 配達, 工事作業, 私用, 駐車場入車待ち, 送迎, 休憩, 食事, その他)とした.「送迎」,「休憩」,「食事」等の目的は一般的な都市交通調査の分類にはないが, 予備調査での観測の結果加えた. 特にこれらの目的は非放置での割合が多く交通管理上の対応が難しい駐車である.

表5　主な調査項目

| 項　目 | 内　　容 |
|---|---|
| ①駐車時間 | 到着時刻, 出発時刻 |
| ②自動車の属性 | 車種, 自家用/事業用 |
| ③目的 | 業務, 配達, 私用, 送迎他 |

## 4. 分析

### 4. 1　規制の遵守の割合

**表6**に規制の遵守割合を, **図4**及び**図5**に集計単位別の構成比を図示する. 調査台数 2,554 台(**表3**)中, 駐停車禁止区間に駐車した 447 台を除いた集計である. **表6**では互いの条件の重なりがあり, 構成比の合計は 100%とならない.

**(1)駐車時間20分の遵守について**

20 分規制の遵守率は 86.7%と高く, 全目的でも路側空間は効率的に利用されている. これより 20 分なる規制時間はほぼ妥当であろう. 一方台分単位の集計での値は 42.8%であり 5 割に満たない. これは台単位で 13.3%(=100-86.7)の長時間駐車が, 57.2%(=100-42.8)の時空間を占有していることを意味し, 少数の長時間駐車による路側占有の影響を示している. 別途集計では, この 13.3%の長時間駐車の 69.9%は非放置であり, 民間の駐車監視員による取り締まりの対象外である. 我が国では非放置行動の長時間駐車の管理は課題である.

**(2)目的の遵守について**

台単位集計での「②配達(集配中)」の割合は 28.4%であり, 規制の実効性は高いとはいえない. 補助標識による現状の規制下では, 停車帯は業務(荷無し), 私用, 送迎等区別無く利用されていることになる(**表7**). **表7**は「その他」目的(5.7=100-94.3)を除いた目的構成比である(タクシー除く). ここで「送迎」や「休憩」は PT 調査や OD 調査等の交通調査の分類には無いが, 路上駐車では相当の割合を占めているため別途の分類とし観測した. ここで「休憩」なる分類は, 路外への用務のない駐車(乗り降り無)であり, 時間調整等のための駐車と考えられる.「送迎」,「休憩」共に非放置の駐車であり長時間の駐車でも規制は難しい.

表7　目的構成(%)

| 分類 | 業務(荷無) | 配達 | 私用 | 送迎 | 休憩 | 計 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 構成比 | 15.9 | 36.3 | 15.5 | 12.5 | 14.1 | 94.3 |

「②配達(集配中)」の駐車時間長(**図6**)では, 全体の 85.8%は 20 分以下の駐車であり, 全目的での 86.7%とほぼ同じである. 従って配送業務での駐車時間が他の目的に比べ長いわけではない. 特に 5 分以下の駐車時間が 39.9%と 4 割近い値であり, 路側での荷捌き業務は効率的に行われているといえる.

表6　規制の遵守割合

| 分類 | 台(構成比%) | 台分(構成比(%) |
|---|---|---|
| ①20分 | 1,824(86.7%) | 9,798(42.8%) |
| ②配達 | 599(28.4%) | 7,091(31.0%) |
| ③貨物 | 732(34.7%) | 9,027(39.4%) |
| ④遵守 | 440(20.9%) | 3107(13.6%) |
| 全 | 2,107 | 22,895 |

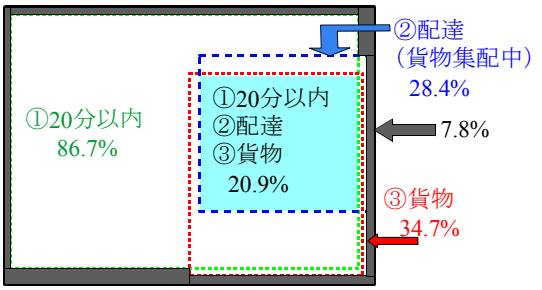



図4　規制の遵守割合(台集計)

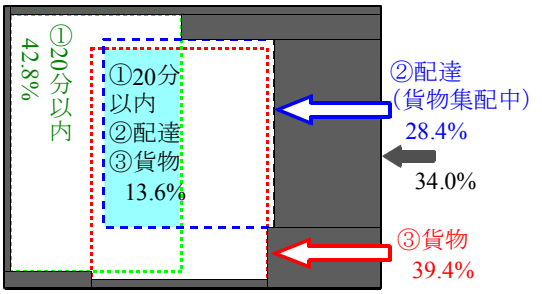



図5　規制の遵守割合(台分集計)

### (3)車種の遵守率について

車種分類では，規制条件を満たす駐車は台単位で 34.7%，台分単位では 39.4%であり目的分類よりも大きな値である．ここで駐停車の車種構成を**表8**に示す．**表8**では**表6**の「③貨物」を「商用」（貨物の運送の用に供する小型自動車）と「トラック」（貨物の運送に供する普通自動車）に分類した．全体の 45.4%は乗用車，18.5%はタクシーである．タクシーは貨物自動車の半数を占め，特に客待ちタクシーの駐車管理は課題である．

**図7**は貨物自動車の駐車時間長であり，台単位で 85.3%が 20 分以下の駐車であり，5 分以下の駐車も 42.8%であった．配達目的同様，貨物車による駐停車も効率的な路側利用であるが，台単位で 14.7%（=100-85.3)の長時間駐車が 54.8%（=100-45.2 ）の空間を占有している状況は同じである．

**表8　車種構成(%)**

| 分類 | 乗用 | 商用 | トラック | タクシー | 計 |
|---|---|---|---|---|---|
| 構成比 | 45.4 | 19.5 | 15.3 | 18.5 | 98.7 |

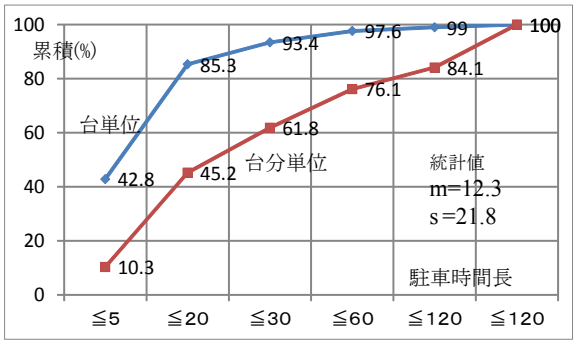



**図7　貨物の駐車時間長**

## 5. まとめ

本研究の成果と課題を以下に示す．

(1)路上駐車管理の法的施策

道路交通法による駐車管理では，時間制限駐車区間，駐車禁止除外指定等いくつかの施策がある．それらは対象が個人か否か，道路区間が限定されるか否か，公共機能か否か，日常か緊急か等の分類で示すことができる．近年では介護や高齢ドライバーへの配慮もなされ，路側の駐車機能は多様化しているが，規制標識の設置だけでは秩序の維持に限界があり，人手に加えた駐車管理システムも必要である．

(2)規制の実効性について

荷捌き用務に配慮した駐車規制の実効性については，駐車規制時間 20 分については遵守の割合が 86.7%と高く数値の設定がほぼ妥当であること，一方車種や目的の遵守率は 28.4%～ 34.7%であり，3 規制の遵守率は 20.9%であった．平成 18 年より始められた民間の駐車監視員による路上駐車管理は放置自動車を対象としたものであり，駐車時間の長さや車種，目的等を管理するものではない．特に駐車場整備地区での駐車管理について，その秩序化は魅力的な都心空間の創出としての意味もある．

### 参考文献

1)交通対策本部：大都市における道路交通円滑化　対策について，交通関係法令研究会（交通小六法），大成出版社，平成 25 年

2)高田邦道，木戸伴雄：交通調査マニュアル，鹿島出版会，昭和 51 年

3)堂柿栄輔・井上信昭：駐車監視員制度の創設による路上駐停車行動の変化に関する研究，土木学　会論文集 D，Vol.65No.3，pp.373-385，2009.

# 那覇空港滑走路増設事業における環境保全～サンゴ移植～

那覇港湾・空港整備事務所　那覇空港新滑走路整備推進室

○椎原　康友，前里　尚

那覇空港滑走路増設事業実施区域では，リーフエッジを中心に多種で多様なサイズのサンゴが分布した．事業実施にあたっては，環境保全措置の一環として，無性生殖によるサンゴ移植を適切に実施することが求められた．

サンゴ移植では，サンゴ類の特性に合わせた移植方法を採用し，最新の移植技術も導入するなど，サンゴ移植を効率的に実現する工夫を行った．また，移植作業期間中，移植サンゴが台風の波浪による被害を受けたため，移植の配置方法を見直すなど，創意工夫により順応的に移植を進めることで，多くのサンゴを保全することができた．本報では，サンゴ移植の概要とその後のモニタリング状況を報告する．

## 1. はじめに

那覇空港滑走路増設事業実施区域では，リーフエッジを中心にサンゴ類が分布しており，事業実施に係わる環境保全措置として，サンゴの移植が求められた．

これまで沖縄県内における環境保全措置を目的とするサンゴ移植は，主に港湾区域内で実施されてきた．そのため，これまでのサンゴ移植では，比較的閉鎖的な環境でみられるサンゴ類を対象にした事例が多く，移植先も港湾区域内の静穏な海域を中心に実施されてきた[1,2,3,4]．

しかしながら，本サンゴ移植の対象海域は，外洋からの波浪の影響を直接受けるリーフエッジであり，多種多様のサンゴ類が分布した．また，移植先も波浪条件が厳しいリーフエッジで行う必要があった．

このような条件のもと，移植にあたっては，各サンゴに適した移植手法を検討し，台風対策についても創意工夫することで，多種多様のサンゴ類に適した大規模な移植が実現できた．このような事例は初めてであるため，本報では本サンゴ移植の内容について報告する．

## 2. 移植対象

事業実施のサンゴ分布状況を図 1 に示す．

原則的に被度 10%以上のエリアに生息するサンゴ類や直径 1m 以上の大型群体を移植対象とし，できるだけ効率的な環境保全措置を実行することとした．

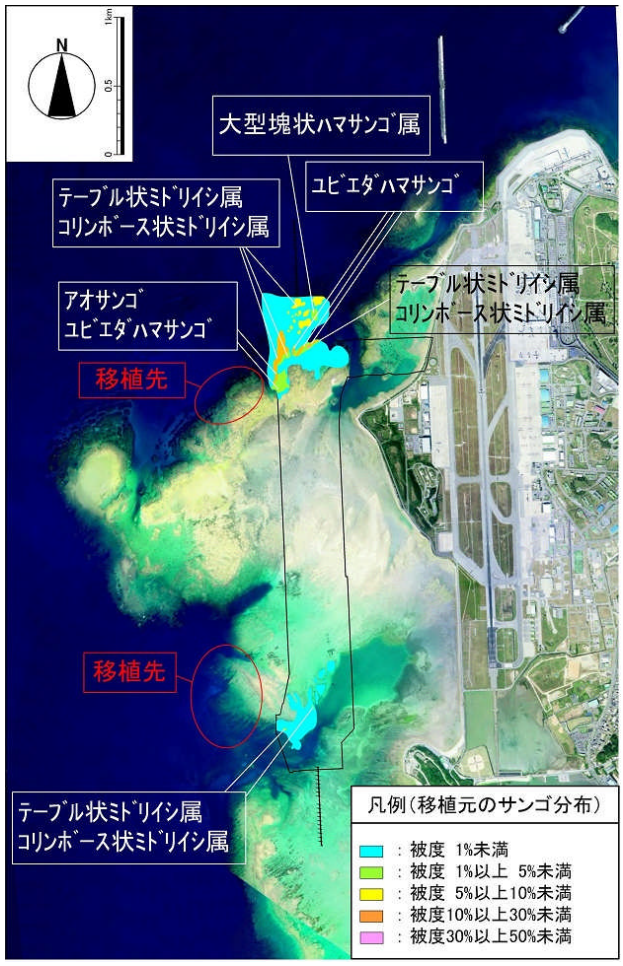



図 1　事業実施区域内のサンゴ分布状況

キーワード　サンゴ移植，モニタリング，環境保全措置，新滑走路増設事業
連絡先　〒901-0142沖縄県那覇市鏡水344　那覇港湾・空港整備事務所那覇空港新滑走路整備推進室

## 3. 移植先の評価

移植先の検討にあたっては、以下を基準にして選定した。①波浪の影響を受け難く、移植に適した底質（岩礁）が存在する。②オニヒトデ等の食害生物の食痕が目立たず、食害生物が少ない。③移植元のサンゴ類が生息できる環境条件が整っている（水深、移植元の優占種の有無、サンゴ類の病気発生状況等）。

さらに、移植の効率化も考慮し、埋立海域周辺を基本とした。

検討結果は、図２および表１のとおりの３地点とした。

表１　移植先の検討結果

| 移植地点 | St.A | St.B | St.C |
|---|---|---|---|
| 外力（波浪） | 沖合に離礁が存在→波浪の影響小 | 湾入した地形→波浪の影響小 | 海底面に起伏多数→波浪の影響小の場所あり |
| 底質【岩、礫】 | 岩礁域 | 砂礫域 | 岩礁域 |
| 食害生物 | なし | なし | なし |
| 水深（D.L.）【移植元と同程度】 | −10.6m | −3.8m | −3.1m |
| 水温【18℃以上】 | 最低：20.8℃ | 最低：18.4℃ | 最低：18.7℃ |
| 病気 | なし | なし | なし |
| 移植先の主な出現種 | ｱｵｻﾝｺﾞ<br>塊状ﾊﾏｻﾝｺﾞ属<br>被覆状ｺﾓﾝｻﾝｺﾞ属 | ﾕﾋﾞｴﾀﾞﾊﾏｻﾝｺﾞ | 塊状ﾊﾏｻﾝｺﾞ属<br>ﾐﾄﾞﾘｲｼ属<br>ﾕﾋﾞｴﾀﾞﾊﾏｻﾝｺﾞ |
| 主な移植対象 | 小型サンゴ（ｱｵｻﾝｺﾞ） | 枝サンゴ群集（ﾕﾋﾞｴﾀﾞﾊﾏｻﾝｺﾞ）<br>大型サンゴ（塊状ﾊﾏｻﾝｺﾞ属） | 小型サンゴ（ﾐﾄﾞﾘｲｼ属） |

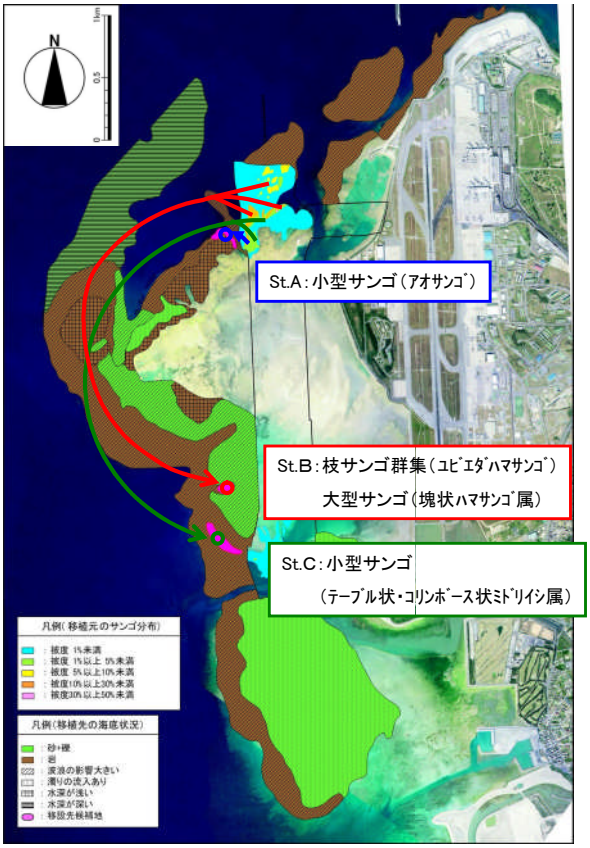



図２　サンゴ移植手法の検討

## 4. 移植手法を計画する上での課題

当該区域のサンゴ類は，ミドリイシ類を始めとするテーブル状や塊状等の比較的小型のサンゴ群体や，被覆状のアオサンゴ類，枝状のユビエダハマサンゴ群集，1m を越える大型の塊状ハマサンゴ類と，多種で多様なサイズのサンゴが分布した．

したがって，サンゴ移植を実施するにあたっては，これらすべてのサンゴ類に適した移植手法を採用し，効率的に実施することが求められた．

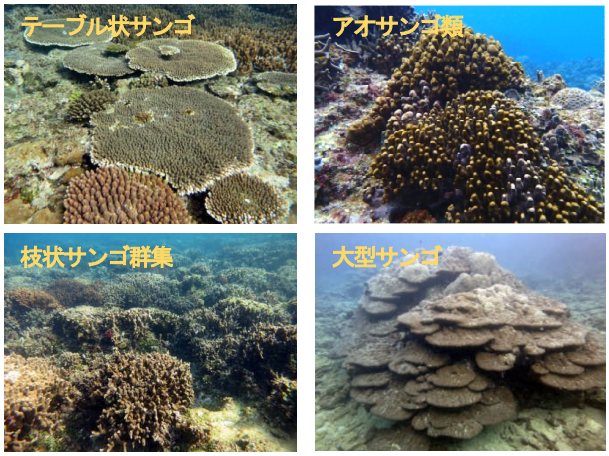



図３　当該海域でみられたサンゴ類

## 5. サンゴに適した移植手法の検討

移植手法の検討にあたっては，サンゴ類を 3 タイプに大別し，その特性ごとに合わせた移植手法を採用した．また，最新の移植技術も導入するなど，サンゴ移植を効率的に実現する工夫も行った．

表２　サンゴ移植手法の検討

| 種類 | 対象 | 手法 |
|---|---|---|
| 小型サンゴ | ミドリイシ類等 | ボンド法 |
| | アオサンゴ | |
| 大型サンゴ | 大型塊状ハマサンゴ | 移築工事による移植 |
| 枝状サンゴ群集 | ユビエダハマサンゴ | サンゴ群集移植法 |

### (1) 小型サンゴ

小型サンゴは，ミドリイシ類やアオサンゴ等の多種に及んでいることから，群体形やサイズも多様である．そ




図４　ボンド法による小型サンゴ群体の移植

のため，群体ごとに形状の特徴を把握し，付着基部の判別や群体形状にあった移植場所の選定を行いながら，基盤となる岩盤に一つ一つ丁寧に固着させる必要があった．このようなサンゴには，これまで那覇港や石垣港，平良港等の他の港湾区域で最も実績のあるボンド法で固定する移植が最も効率的で適していると考えられ，移植手法として採用した．

### (2) 大型サンゴ

大型のサンゴとしては，塊状ハマサンゴが挙げられた．これらについては，大型で重量もあるため，人力で運搬することは難しい．そこで，サイズごとに削岩機（群体サイズ1m未満）や水中バックホウ（群体サイズ1～1.5m），水中ワイヤーソー（群体サイズ1.5m以上）を用いて採取し，台船のクレーンを用いて運搬し，あらかじめ設置した台座の上に移植する移築工事による手法を採用した．

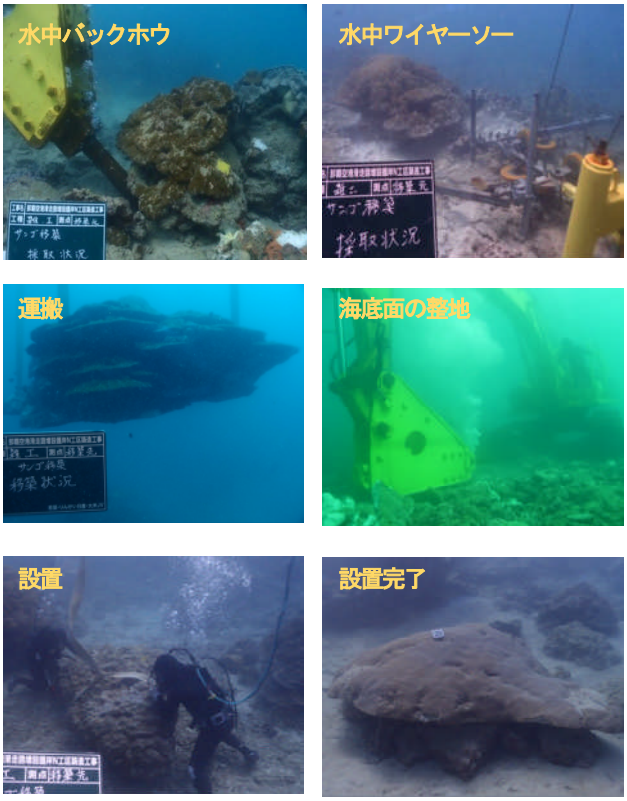



図5　重機によるサンゴの移築

表3　大型サンゴのサイズと採取法

| サイズ | 採取法 |
|---|---|
| 1m未満 | 削岩機 |
| 1～1.5m | 水中バックホウ |
| 1.5m以上 | 水中ワイヤーソー |

### (3) 枝状サンゴ群集

枝状サンゴ群集のユビエダハマサンゴについては，効率的にサンゴ移植を実施するため，最新のサンゴ群集移植法を採用した．

本手法は，接着剤等を使わずに，サンゴ自体がもつサンゴ同士の結合作用（図15参照）を利用して，サンゴを面的に繋げ，群集の安定化を図る．そのため，サンゴを群体ごとに接着剤等を用いて基盤に固定する手間が省け，効率的に大規模な移植を図ることができ，新技術として採用した．

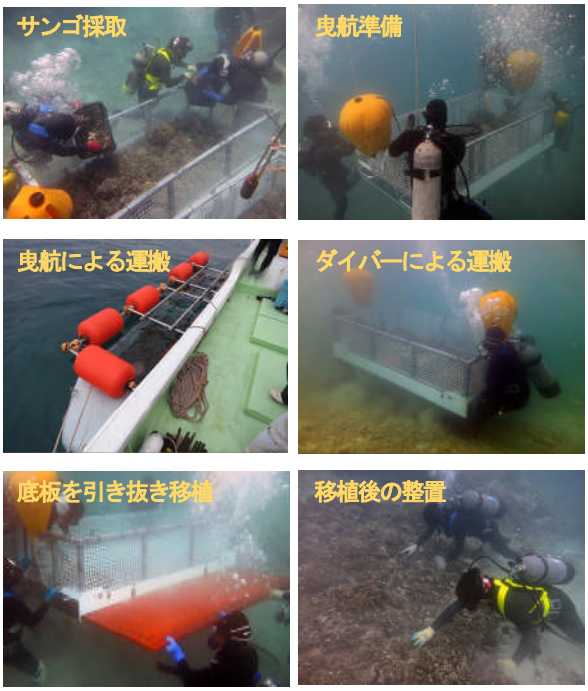



図6　新技術のサンゴ群集移植法による移植

## 6. 台風対策の検討

移植サンゴは，移植作業期間中，平成26年の台風8号の高波浪（有義波高4.3m）の影響を受け，流出や破損などの被害が生じた．移植計画段階における事前調査では，当該海域の中でも比較的波浪の影響が少ない場所を移植先として選定したものの，移植場所によっては，波浪の影響を完全に遮断することはできなかった．

そこで台風被害後の移植では，被害状況を解析し，その後の移植方法を見直すことで，台風対策を講じることが求められた．

### (1) 小型サンゴの被害と台風対策

海底の地形に起伏がほとんどない場所や，高台状の地形で谷部に移植したサンゴは，波浪による礫や転石の衝突を受け易く，移植サンゴの破損が多くなったと考えられた．

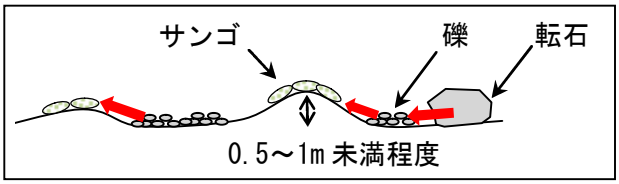



図 7　台風の被害が大きかった地形的特徴

一方，高台状の地形の上部に移植したサンゴについては，礫や転石の衝突を受け難く，波浪による影響が小さかったと考えられた．

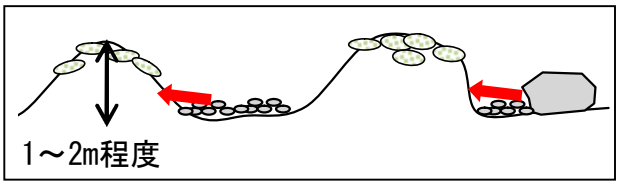



図 8　台風の被害が小さかった地形的特徴

したがって，その後の移植では，台風による高波浪時の礫や転石の移植サンゴへの影響を軽減するため，高台状の地形の上部を移植先として選定し，移植サンゴの設置場所を見直した．

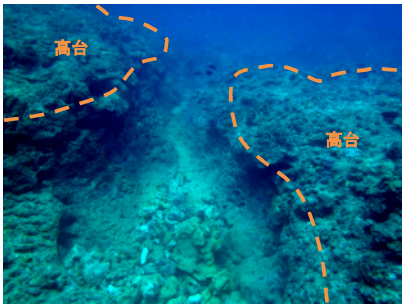



図 9　台風対策のため移植先とした高台状の地形

### (2) 枝状サンゴ群集の被害と台風対策

移植した枝状サンゴ群集(ユビエダハマサンゴ)内では，平成 26 年の台風 8 号の高波浪の影響を受け，移植サンゴの流出や底質の移動に伴う埋没の被害が生じた．

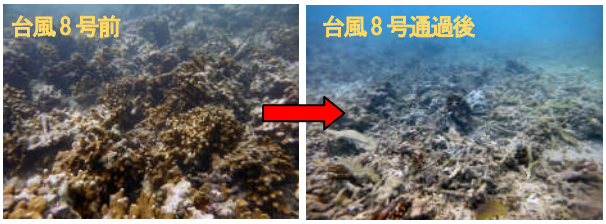



図 10　台風 8 号通過後における移植サンゴの流出状況



図 11　埋没群体の死亡(左)と既存サンゴの流出箇所(右)

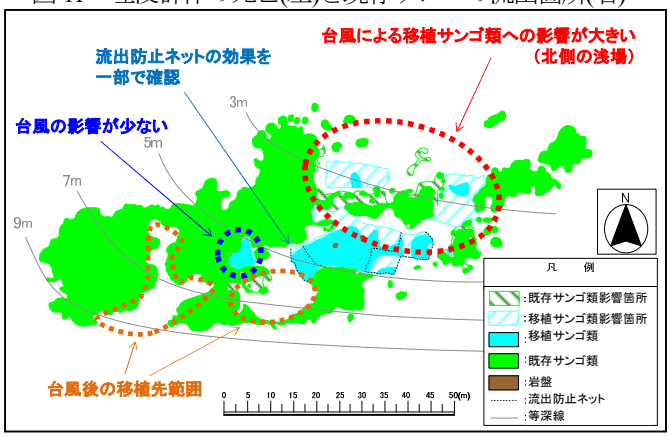



図 12　台風 8 号の影響を受けた箇所と今後の移植先範囲

この評価結果を踏まえて，その後の移植場所としては，波浪の影響が少ない深所，特に既存サンゴ群集の隙間を中心に移植するよう見直した．また，流出防止効果がみられた流出防止ネットについては，継続して設置した．

### (3) 台風対策の効果

以上のような移植先の変更ならびに流出防止ネットの設置といった台風対策を行ったところ，その後に襲来した平成 26 年の台風 19 号の高波浪（有義波高 6m 以上）では，移植サンゴへの影響は軽減され，被害を最小限に抑える効果的な台風対策を実行できたと評価された．特に，移植した枝状サンゴ群集では，台風 19 号の影響はほとんどみられなかった．

この台風による被害は，移植サンゴだけでなく，既存サンゴにおいても同様にみられた．被害は群集内で均一でなく，水深 4m 以浅で大きく，以深で小さい傾向にあった．また，深所でも既存サンゴ群集の隙間に移植したものは，周囲を取り巻く既存サンゴ群集が壁となって波浪の影響を防いだと考えられる場所もみられた．波浪対策として設置した流出防止ネットにより，移植サンゴの流出が抑えられ，対策効果が現れた場所も確認された．

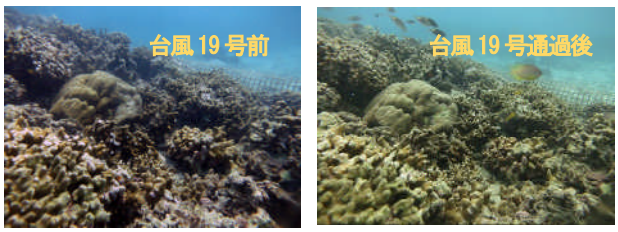



図 13　台風 19 号前後の移植サンゴ

## 7. 移植実績

移植対象海域に分布する多種多様なサンゴに対応するため，移植手法を検討し，それぞれのサンゴに適した手法を用いたことで，効率的で適切な移植を実施できた．移植期間が長期に及び，その間，台風の被害も受けたものの，その被害状況を解析し，台風対策を実施した結果，対象としたサンゴ移植は適正に実施でき，最終的に移植目標を上回る数量のサンゴ移植を実現できた．

表 4　移植目標と移植実績

| 種類 | 対象 | 移植目標 | 移植実績 |
|---|---|---|---|
| 小型サンゴ | ミドリイシ類等 | 17,000群体 | 19,748群体 |
| | アオサンゴ | 16,000群体 | 17,176群体 |
| 大型サンゴ | 大型塊状サンゴ | 37群体 | 37群体 |
| 枝状サンゴ群集 | ユビエダハマサンゴ | 700㎡ | 1042.1㎡ |

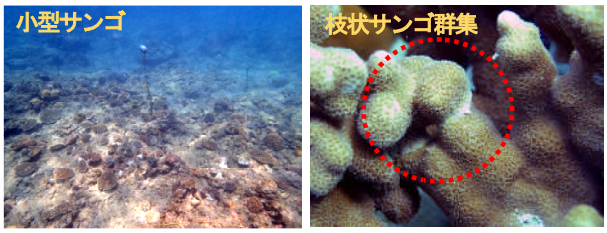



図 14　小型サンゴ，枝状サンゴの移植状況




図 15　大型サンゴの移植状況

## 8. 台風後のモニタリング

移植サンゴは，平成 26 年の台風 8 号による被害で，大きな被害がみられたものの，その後の台風 19 号では被害は軽微であり，移植後に近傍のサンゴと活着する等，順調な成長がみられた．

未対策箇所と対策済の箇所を比較すると、対策済の方が被度および群体数の被災率が小さいことが確認でき、対策の効果があったと考えられる．

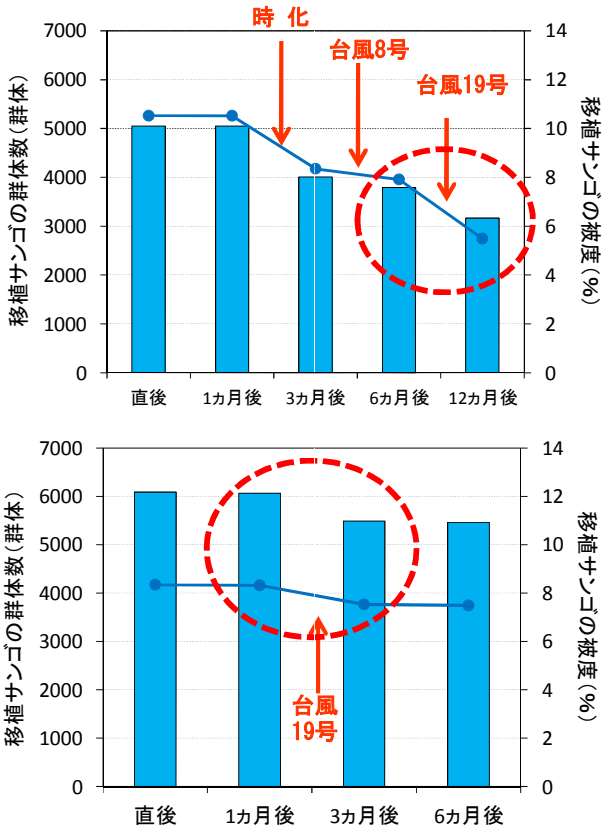



図 16　小型サンゴ移植エリア台風対策未実施（上）対策済（下）

## 9. まとめと今後の課題

- 本事業実施海域に分布するサンゴを，「小型サンゴ」，「大型サンゴ」，「枝状サンゴ群集」の3タイプに区分けし，移植先を適切に選定した．さらに，それぞれに適した移植手法として，多種の小型サンゴ片に適した「ボンド法」，重機を使用する「移築工事」，枝サンゴに適した「サンゴ群集移植法」を採用することで，効率的な移植が実行できた．
- 移植初期に台風被害が生じたため，被害状況を解析し，それまでの移植場所や流出対策の見直しを行い，順応的に移植を進めたことで，その後の台風では影響を受けず，台風対策の効果が確認できた．
- これまでの移植実績を結集し，順応的に移植を行った初めての事例であり，今後の空港や港湾等の整備においても十分活用される結果となった．
- 今後は，移植サンゴが既存サンゴと同様に推移し，サンゴ礁の一部として十分機能するか，既存サンゴと比較しながら評価していくことが課題である．

**参考文献**

1) 沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課：サンゴ群体の移植・移築技術を利用した港湾整備におけるサンゴ礁との共生指針,.

2) 国土交通省港湾局　海の自然再生ワーキングループ：海の自然再生ハンドブックーその計画・技術・実践ー　第 4 巻　サンゴ礁編, 株式会社ぎょうせい, 2003.
3) 沖縄開発庁沖縄総合事務局開発建設部：サンゴ礁と共生する港湾整備マニュアル案, 財団法人　港湾空港高度化センター港湾・海域環境研究所, 1999.
4) 沖縄総合事務局開発建設部：沖縄の港湾におけるサンゴ礁調査の手引き, 財団法人　港湾空間高度化環境研究センター港湾・海域環境研究所, 2007.

# 航跡波による石垣港港内静穏度への影響について

與那嶺　和史[1]・富田　和之[1]

[1]内閣府沖縄総合事務局　石垣港湾事務所　工務課（〒907-0012 沖縄県石垣市美崎町1-10）

石垣港においては，現況港形に対する防波堤整備は完了しており，外洋侵入波に対する港内岸壁の荷役稼働率は計算上確保されている．しかし，港湾利用者から旅客船により発生する航跡波の影響で，荷役作業の安全性や効率性，小型船舶の操船性が低下しているとの指摘があった．そこで，航跡波の実態を把握した上で，その航跡波が港内へどの程度影響するのかを定量的に評価した．検討の結果，航跡波の影響により，港内岸壁の荷役稼働率は，目標稼働率を下回ることを確認した．そして，荷役稼働率を向上させるために，「航跡波を低減するハード対策」や「発生を抑制するソフト対策」の必要性等，今後の課題をとりまとめた．

キーワード :波浪観測，航跡波，港内静穏度，ブジネスクモデル，荷役稼働率

## 1. はじめに

石垣港は八重山諸島の離島航路の拠点となっており，運航する旅客船は，1 日当り約 200 便に及び，日本でも有数の便数となっている．また，石垣港の両側には石垣漁港，登野城漁港が位置しており，漁船やプレジャーボート等の小型船舶の運航も多い．運航は昼間の時間帯に集中しており，旅客船の航行に伴って発生する航跡波は，接岸船舶の荷役作業の安全性や効率性，小型船舶の操船性に影響を与えていることが港湾利用者から指摘されている．航跡波は，伝播距離が長いと減衰するため，広い水域では大きな問題は生じない．しかし，石垣港においては港内の水域が狭く，航跡波が減衰せず，蓄積され増幅していると想定された．



**写真-1**　石垣港における航跡波の状況

そこで，石垣港において，航跡波を捉えるための波浪観測や目視観測を実施し，観測データを解析することにより，航跡波の実態を把握した．そして，その航跡波が港内静穏度に与える影響を考察した．

## 2. 現地調査

### (1) 調査概要

航跡波の実態を把握するため，石垣港内において，波浪観測等を実施した．現地調査の調査概要を以下に示す．

**①事前調査（調査実施日の選定）**

調査実施日は，気象海象条件の変動の少ない比較的穏やかな日を選定する必要があったことから、気圧配置図や台風情報，公表される観測データの速報値(NOWPHAS：全国港湾海洋波浪情報網，AMeDAS：地域気象観測システム)により，調査実施日を選定した．

**②波浪観測**

波浪観測は，石垣港内の5地点（図-1参照）に超音波式波高計を海底に設置し，サンプリング間隔0.1sによる連続観測により，水面波形と流速を取得した．各5地点の設置目的は，表-1のとおりである．

### ③目視観測，ビデオ監視撮影

補足調査として，目視観測，ビデオ監視撮影を実施した．目的は，航行船舶の種類，船舶名，入出港分類，通過時刻，航跡波の特徴等を把握することである．調査地点Aより，目視観測及びビデオ観測，調査地点Bより，目視観測のみを実施した．（図-1参照）

## (2)調査結果

### ①調査実施日の気象海象条件（図-2）

調査実施日は，事前調査を基に平成26年10月19日を選定した．当日の石垣島周辺の風況及び、石垣島沖での波浪状況を図-2に示す．風況，波浪とも変動が少なく，選定した調査実施日の妥当性を確認できる．

### ②波浪観測結果（図-3）

港内5地点の有義波高，有義波周期の時系列図を図-3に示す．観測された波浪は，昼間の時間帯に波高が増幅し，周期が長くなる明瞭な変化が認められる．

### ③目視観測，ビデオ監視撮影結果（図-4）

調査実施日の船種別船舶の運航回数，航跡波発生回数を図-4に示す．運航船舶256隻中，172隻が旅客船である．そのうち170隻で航跡波の発生が確認されており，航跡波の発生に影響を及ぼす船舶の種類は，ほとんどが旅客船であることが認められる．

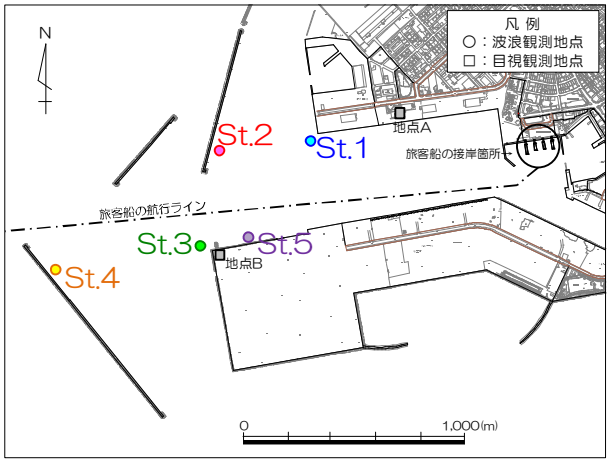



図-1　調査地点位置図

表-1　波浪観測地点の設置目的

| 地点 | 設置目的 |
|---|---|
| St.1<br>St.3 | 【入射波だけを捉える地点】<br>・航跡波の入射波だけを捉えられるよう，船舶の入港時も出港時も反射波が到達しにくい護岸端部とした． |
| St.2<br>St.4 | 【入射波と反射波の両方を捉える地点】<br>・直立構造の防波堤に対する航跡波の反射波を捉えられるよう防波堤前面とした． |
| St.5 | 【消波ブロックの消波効果を把握する地点】<br>・航跡波に対する消波ブロックの消波効果を把握できるよう，消波ブロックが整備された護岸前面とした． |

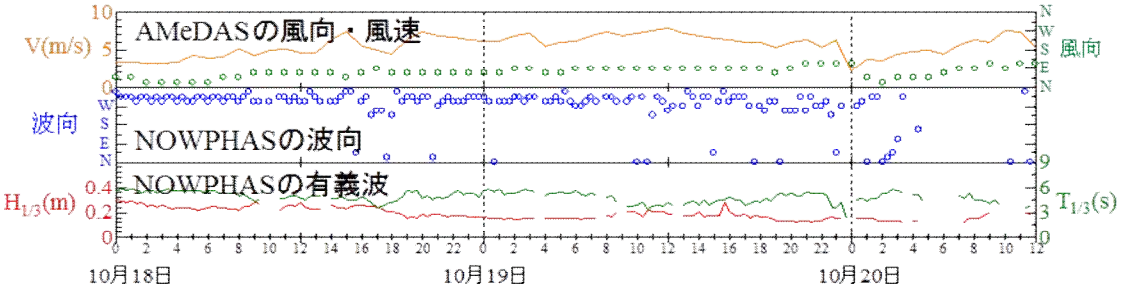



図-2　石垣島周辺の風況及び、石垣島沖での波浪状況

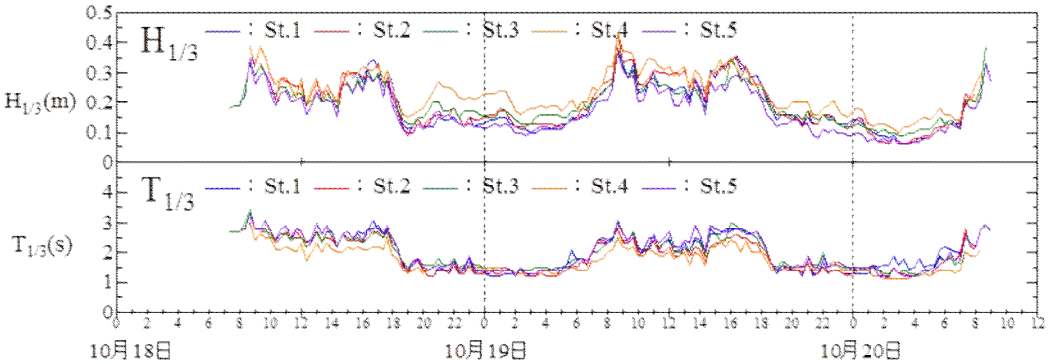



図-3　港内５地点の波浪諸元の経時変化

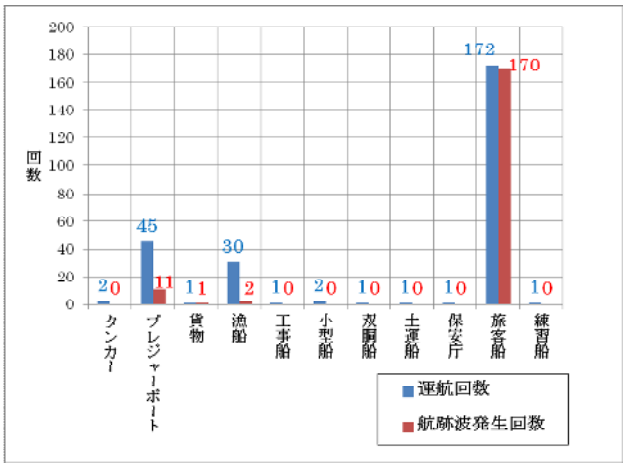



図-4　船種別船舶の航跡波発生状況

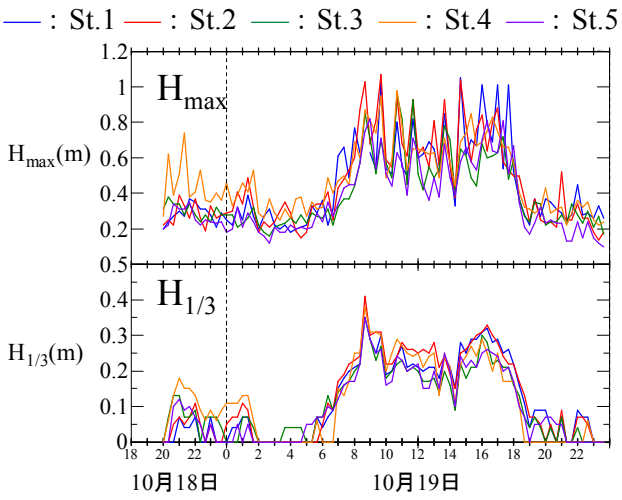



図-5　航跡波高の推定結果

## 3.　航跡波の推定

調査結果を基に，航跡波の推定を行った．旅客船の航行がない夜間に観測された有義波は，概ね外洋侵入波と考えられる．一方，旅客船が航行する昼間に観測された波浪は，外洋侵入波に航跡波が加わっているものと考えられる．そして，外洋侵入波については，前述のとおり観測期間中の気象海象条件に変化が少ないことから，ほぼ一定であると推測できる．

そこで，航跡波は観測された波高の時系列データから，夜間の波高の平均値を差し引くことにより抽出できると考えた．航跡波高の算定式を式-(1)に示す．

$$H_{ship\ waves} = \sqrt{(H^2 - H_{mean}^2)} \qquad (1)$$

ここで，$H_{ship\ waves}$は推定する航跡波の波高，$H$は観測された波高，$H_{mean}$は夜間に観測された波高の平均値である．なお，今回は有義波ベースと最大波ベースの航跡波高を推定した．このようにして推定した航跡波高を図-5に示す．

図-5によると，旅客船の航行が少ない夜間の最大波高は0.2～0.3 m が推定されているものの，旅客船が航行する昼間の時間帯は，0.5～1.0 m の最大波高が推定されている．一方，有義波高についても同様の傾向が認められ，旅客船の航行頻度に応じた波高変化が生じている．

## 4.　航跡波の影響評価

安全で使いやすい港湾の指標である静穏度は，荷役限界波高を超えない波高の時間的発生確率で評価できる．

ここで，荷役限界波高は，岸壁に係留された船舶が荷役作業を安全に行える限界の波高であり，荷役限界波高を超えない波高の時間的発生確率を荷役稼働率と言う．

石垣港の港内で推定された航跡波は，接岸船舶の荷役に影響を与えるほど大きな波浪であることが確認できたため，外洋侵入波に航跡波を加味した荷役稼働率を算定する静穏度解析を行い，航跡波の影響を定量的に評価した．

### (1) 波浪条件の設定

対象岸壁に到達する航跡波を推定するためには，適切な波浪条件を設定して，波浪変形計算を行う必要がある．そこで，航跡波の推定結果に基づき，以下のように設定した．入射波高は，単位波高として0.4mを与え，入射波周期は卓越周期となった3sを与えた．また，入出港別に異なる航跡波の波向は，旅客船が通過することにより発生する航跡波形を抽出・分析することで得られた典型的な2波向を代表波向に用いた．以上のように設定した波浪条件を波浪変形計算の入射波境界で与え，対象岸壁に到達する航跡波を算定した．

### (2) 計算手法

航跡波の特徴の一つに，波源の移動が挙げられるものの，実用的な波浪計算モデルに，波源の移動を表現できるモデルは無い．このため，航跡波の入射波境界となる旅客船の航行ラインにおいて，一方向規則波を同時に与えるものの，波の浅水変形・屈折・回折・反射を精度良く計算可能なブシネスクモデルを用いて，対象岸壁に到達する波浪を推定することとした．

### (3) 荷役稼働率の算定

対象岸壁の荷役稼働率の算定は，図-6に示す検討手順に従って実施した．検討手順のうち，外洋侵入波の静穏

度解析は，NOWPHASの波浪出現頻度表を用いた既往の解析結果を入手した．一方，航跡波の静穏度解析は，前述の図-5に示すSt.1およびSt.3の航跡波（有義波高と最大波高）の時間変化が繰り返されるものと仮定した波浪出現頻度表を用いた．それぞれの波浪の時系列データを波浪変形計算の結果を基に，対象岸壁前面のものに変換し，変換後の通常波と航跡波をエネルギー合成した時系列データから，荷役限界波高以下となる荷役稼働率を算定した．

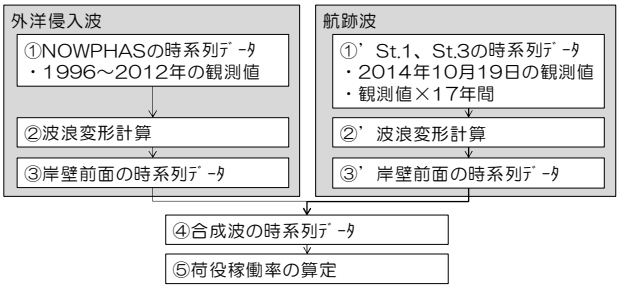



**図-6　航跡波を加味した荷役稼働率の算定手順**

図-7に荷役稼働率を算定する対象岸壁の位置図を示す．表-2は，現況港形に対する対象岸壁の荷役稼働率である．外洋侵入波だけを対象とした従来の検討手法による荷役稼働率は，何れの岸壁も目標稼働率97.5%を満足している．一方，航跡波を加味した対象岸壁の荷役稼働率は，有義波ベースでは目標稼働率を満足したが、最大波ベースでは、2岸壁において目標稼働率を下回った．

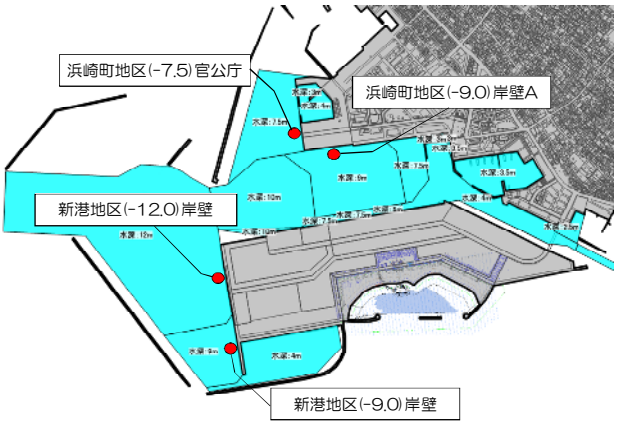



**図-7　対象岸壁の位置図**

**表-2　対象岸壁別の荷役稼働率**

| 対象岸壁 | 従来の検討手法 | | 今回の検討手法 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 外洋侵入波 | | 外洋侵入波+航跡波$H_{1/3}$ | | 外洋侵入波+航跡波Hmax | |
| | 荷役稼働率(%) | 判定 | 荷役稼働率(%) | 判定 | 荷役稼働率(%) | 判定 |
| 浜崎町地区(-9.0)岸壁A | 100 | OK | 100 | OK | 61.62 | NG |
| 浜崎町地区(-7.5)官公庁 | 99.97 | OK | 99.96 | OK | 85.37 | NG |
| 新港地区(-12.0)岸壁 | 98.88 | OK | 98.78 | OK | 97.96 | OK |
| 新港地区(-9.0)岸壁 | 99.63 | OK | 99.61 | OK | 99.53 | OK |

※赤字は、目標稼働率 97.5%以下の荷役稼働率と判定結果である。

## 5.　まとめ

本業務では，石垣港における航跡波の実態把握のため，現地調査を実施した．調査の結果，航跡波の発生源はほとんどが旅客船であり，多くの船舶が運航する昼間において，航跡波に起因して波高が増幅していることが確認された．そして，調査結果を基に，航跡波を推定した上で，荷役稼働率を算定した結果，2岸壁において，目標稼働率97.5%を下回ることが確認された．

## 6.　今後の課題

今回，航跡波による石垣港の港内静穏度への影響を荷役稼働率の算定により試算した．しかし，航跡波を考慮した荷役稼働率の評価事例はなく，その評価基準は確立していない．さらに，他船舶の航行時の影響についての評価手法・基準も確立していない．このため，これらの評価手法・基準を確立する必要がある．また，解析手法についても，より精度を高めるためには波源の移動を考慮した計算モデルを確立する必要がある．その上で，港内静穏度を確保するため，航跡波を低減するハード対策（例えば、構造物の消波化）や航跡波の発生を抑制するためのソフト対策（例えば、船舶の速度規制）等について検討する必要がある．

### 参考文献

内閣府沖縄総合事務局石垣港湾事務所，株式会社エコー沖縄事務所：平成26年度石垣港航跡波影響検討業務報告書，2014.

# 沖縄県営奥武山公園における公園づくり

～ プラットフォーム戦略に基づく市民協働 ～

沖縄県 南部土木事務所　主任　島袋 寛之

## 1 はじめに

入庁して約 10 年、その間縁あって多くの期間を公園事業に従事してきた。振り返ればキーワードは " 市民協働 " であった。市民と一緒に考え、作業し、楽しみ、時には失敗しても、一緒に反省する。そんな人間味豊かな憩いの場を提供することに主眼を置いて、公園づくりに携わってきた。

本発表は、筆者がこれまでの公園づくりを変えようと、多くの方々と試行錯誤しながら得た一つの答えを報告するものであり、県営公園を始め、都市緑化の更なる発展に寄与することができれば、幸いである。

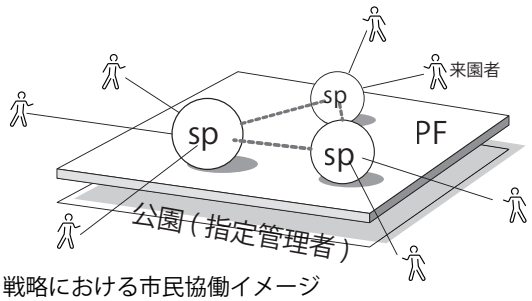
## 2 指定管理者制度の課題とプラットフォーム (PF) 戦略の必要性

本県では、全ての県営公園に指定管理者制度が導入されている。この指定管理者制度は、民間事業者や NPO 等のノウハウ導入により、" 運営効率化 " と " サービス向上 " を目指した制度である。

しかし、「収益追求の場では無い」という前提の公園運営において、利潤最大化を追求する営利組織である (NPO ではなく ) 民間事業者を母体とした本県の指定管理者自らが､公園をとりまく顕･潜在的ニーズに応えようと新規事業を立ち上げることは困難な状況にある。まして、本県のように 3 ～ 5 年という短い指定期間では人材育成や企画部門保有の保証は無く、" サービス向上 " よりも " 運営効率化 " に重きをおく方が事業経営としても合理的であった。

上記より、現行の指定管理者制度のみでは " 運営効率化 " に傾倒しやすく、" サービス向上 " のためには指定管理者以外のサポートプレイヤー ( 住民・企業・NPO 等：sp) との協働も必要であると考える。その協働の運営のためにはプラットフォーム (PF) 戦略が必要であり、これが、今回提案する "PF 戦略に基づく市民協働 " である。

当該戦略により、sp によるサービス提供の場が創出でき、その集積効果等が指定管理者が自ら企画するよりも、高い価値を来園者に提供し、持続的な " サービス向上 " へと繋がると考える。




PF 戦略における市民協働イメージ

**PF 戦略とは** [1)]

平野氏らは、PF 戦略とは「複数のグループのニーズを仲介することによってグループ間の相互作用を喚起し、その市場経済圏を作る産業基盤型のビジネスモデル」と定義し、下記の機能を持つとしている。

①マッチング機能／百貨店 ( 店・客 )、オークション ( 売り手・買い手 )、クレジットカード ( 支払いにおける店・客 ) など、複数のグループのマッチングをさせる機能

②コスト削減機能／駐車場やトイレ設置、清掃、顧客管理等、各グループが個別に対応していては、時間もコストもかかる機能の提供

③検索コストの低減機能／買い物なら百貨店というように PF が一種の安心感、ブランドをユーザーに提供し、製品、サービス等の質に一定のレベルを担保する機能

④コミュニティ形成による外部ネットワーク効果・機能／参加者のバイラル効果による参加しているグループ内での信頼情報の醸成やグループ間での情報の相互流通が起こることで、PF への粘着度が増加する機能

⑤三角プリズム機能／例えば、雑誌の読者と広告主といった、通常では直接に相互作用が及ばない 2 つ以上のグループを結びつける機能

キーワード　都市公園、市民協働、プラットフォーム

連絡先　〒 900-0029 那覇市旭町 116 － 37 南部合同庁舎内　E-mail：shimah@pref.okinawa.lg.jp

### 2.1 奥武山公園における PF 戦略

本公園における PF は、まず本公園を取り巻く社会状況やライフスタイルの変化等から事業展開領域を決定し、そのターゲットを特定することによって、PF のブランディングを図り、持続的に進化できるスキームを組み立て、それを公園事業者が支援するという手段をとっている。(３～４章参照)その結果、下記の PF 機能を保有している。

| | |
|---|---|
| マッチング機能 | 洗練されたガーデニングを思いっきりしたいというグループと生涯学習 ( ガーデニング ) サービスを提供したいグループとをマッチングする |
| コスト削減機能 | 庭 ( 土地 ) や交流拠点の用意、トイレや散水施設等の整備、顧客管理など、各グループが個別で対応するとコストがかかる機能の提供 |
| 検索コスト低減機能 | 「奥武山ガーデンクラブ」ブランドで県営公園内で活動することでユーザーに安心感を与え、ガーデニングなら奥武山というイメージを確立する |
| 外部ネットワーク機能 | ガーデニングというテーマで、参加者間の信頼情報の醸成を促し、SNS 等を用いた情報発信による口コミ効果や新規参加者の獲得を目指す |
| 三角プリズム機能 | 企業・団体のクラブメンバーも募集することにより、CSR に取り組むグループとクラブメンバー、来園者とを結ぶ |

## 3 奥武山公園について

### 3.1 公園概要

本公園は那覇市の市街地に隣接する運動公園 (28.2ha) である。昭和 48 年に開催された若夏国体主会場として様々な運動施設が整備された。現在は立地性から交通の利便がよく、各種競技大会や NAHA マラソン等の大規模イベント等が頻繁に開催される都市型公園である。

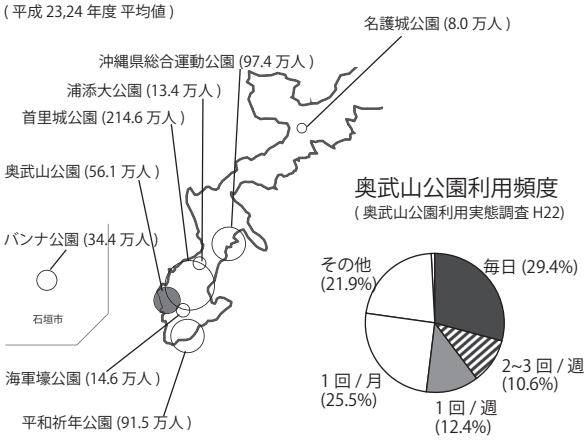
### 3.2 公園の現状

後述する 3.2.1 ～ 3.2.3 より、本公園は健康づくりのために日課として来園している方が多く、また、休日には午前中に 60 代以上の方の利用が多いことが特徴的であると言える。

#### 3.2.1 利用者数及び利用頻度

平成 23,24 年度平均値では、本公園の利用者数は 56.1 万人 / 年で、県営公園の中では中位程度の利用となっている。また、利用状況調査によると、週 1 回以上の利用が全体の 52.4% となっており、多くの方が日課として来園していることが推測される。県営公園が複数の市町村からの広域的な集客を想定していることからも、日課での利用が多いことは、特徴的である。

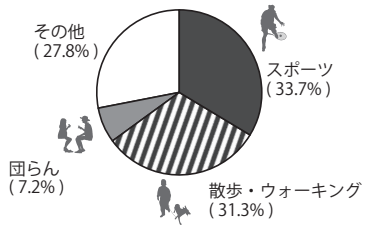
県営公園年間利用者数
( 平成 23,24 年度 平均値 )




#### 3.2.2 利用目的

本公園の利用目的はスポーツが 33.7%、散歩やウォーキングが 31.3% となっており、健康増進を目的として多くの方が来園していることが分かる。これは、本公園が県内初の運動公園として設置された経緯や、スポーツ施設の積極的な整備が起因していると考えられる。

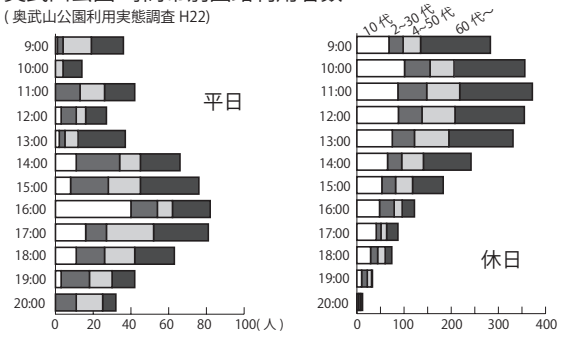
奥武山公園 年間利用目的
( 奥武山公園利用実態調査 H22)




#### 3.2.3 利用者の年代

園路の利用者数の調査によれば、平日は 16 時台の 10 代の利用や 17 時台の 4~50 代の利用が多く、部活動や会社帰りでの日課としてのウォーキング等に利用されていると推測される。また、休日は、午前中の 60 代以上の利用がどの時間帯でも 40% 以上となっており、週一回程度の日課としてのウォーキング等を朝の過ごしやすい時間帯に行っている方が多くいると推測される。

奥武山公園 時間帯別園路利用者数
( 奥武山公園利用実態調査 H22)




### 3.3 公園のこれから

前述した現状から本公園は来園者に " 健康増進のための公園 " と認識されていることが分かるが、那覇市民を対象とした調査でも同様なことが確認できる。その中では本公園に求められる理想像として「健康作りの拠点」や「プロ試合の観戦等、夢を与える空間」が上位に挙げられている。

これまでの様々な運動施設等の整備や、陸上競技場でのプロサッカーＪ１スタジアムの建設計画 ( 那覇市 ) が進行している点からも、増々「健康づくりの拠点」化や「プロ試合の観戦等、夢を与える空間」へと発展していくことが想定される。

そこで、市民ニーズに応え、より深みある魅力を醸成するために、今後は「憩いの空間」や「経済・観光の拠点」、「環境・景観形成の拠点」をめざし、「花の名所」や「気持ちの良い休憩施設」等を整備していく必要がある。

「奥武山公園のあるべき姿」アンケート上位意見 [2)] n=483

| | |
|---|---|
| 市民が気軽にスポーツに取り組める健康作りの拠点 | 30.6% |
| プロの高いレベルの試合を見ることのできる青少年等に夢を与える空間 | 18.6% |
| 市民がゆったりと過ごすことのできる憩いの空間 | 17.0% |
| イベント開催などの誘客を創出する経済・観光振興の拠点 | 14.1% |
| 都市に緑と自然を供給する環境形成・景観形成の拠点 | 8.1% |
| 県内の選手が日頃の練習の成果を発揮する県スポーツ大会の目標 | 6.8% |

「整備が望まれる施設」アンケート上位意見 [2)] n=483

| | |
|---|---|
| コース設定されたジョギング・ウォーキングコース ※平成 24 年度整備済 | 43.3% |
| 花の名所など気持ちの良い施設 | 31.1% |
| 気持ちの良い休憩施設 | 30.8% |
| 子供たちの遊べる遊具※平成 26 年度整備済 | 30.4% |
| 気軽に利用できるフィットネスジム | 28.2% |
| 祭りやイベントのできる広場 | 25.7% |
| プロの試合を見ることのできるサッカー専用スタジアム | 24.4% |

これからの公園整備に必要な視点

しかしながら、「花の名所」等の管理手間がかかる施設の環境整備には、従来のような整備・管理手法ではノウハウやマンパワー、財政の面から不十分である。

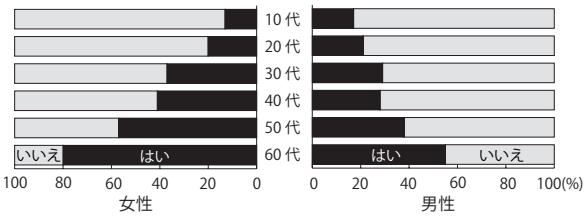
そこで、市民社会の成熟化に伴いさらに多様化・高度化するであろう本公園への要求や、まちづくりへの市民意識が高まりつつある周辺状況を勘案し、"PF 戦略に基づく市民協働 " によって、持続的な公園の発展へと導くことを考えた。

## 4 市民協働での公園づくりにむけて

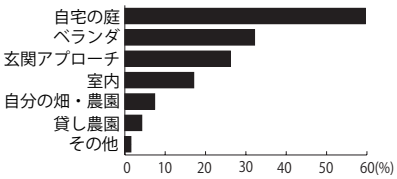
### 4.1 ガーデニングのニーズ把握

リサーチバンクによる調査 [3)] によれば、ガーデニングをしている人の割合は高齢になるにつれ上昇し、60 代女性では 80% がガーデニングをしていることが分かる。また、その場所についての調査では最も多いのが自宅の庭であり、次にベランダとなっている。さらに、ガーデニング情報の入手場所については ( 複数回答可 ) は、50% がインターネット、46% がホームセンター等と答えている。

Q：ガーデニングをしていますか？ n=1,200




Q：どこでしていますか？
( 複数回答可 )
n=1,200



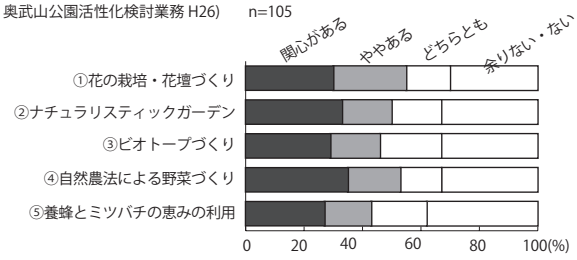

上記から、本公園周辺の庭を持たない住民は自己流でベランダ等を利用してガーデニングをしていると推測でき、洗練されたガーデニングが学べる教室や、ガーデニングの成果を評価してもらえる場所、地域の人たちとコミュニケーションのとれる場などが創出されれば、参加したいと考えるのではないかという仮説を立てた。

そこで本公園を対象としたガーデンニングニーズの把握及びガーデニングをサービスとした場合の支払許容額等の調査を実施した。

### 4.1.1 ガーデニングに対する興味関心

ガーデニングに対する興味関心度を確認するために来園者に対し、花の栽培・花壇づくり等について興味関心を尋ねた。するといずれの活動も 4 ～ 5 割の方が興味関心を示し、健康増進を目的として来園している方が多い中においても、高い割合で興味関心を持っていることが確認された。

Q：活動内容に興味・関心がありますか？
( 奥武山公園活性化検討業務 H26)　n=105

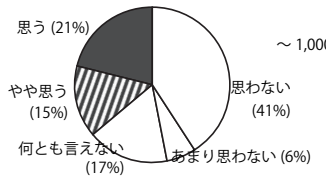



### 4.1.2 有償での参加意欲及び支払い許容額

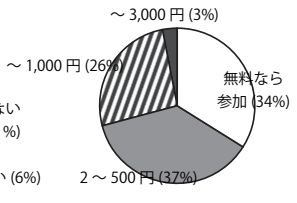
来園者に対して会員制ガーデニングサークル等が設立された場合の参加意欲について尋ねたところ、参加意向を持つ方が 4 割近くいることが確認され、潜在的希望者が公園周辺には一定数いることが推測される。

また、サークル月会費の許容額について尋ねたところ、"500 円まで " が最も多く、次に "1,000 円 " となった。( 一般的にこうした調査ではより低額な選択肢を回答することが多くなるため、会費は 1,000~3,000 円程度に設定することが可能であると考えられる。)

Q：会員制のガーデニングへ参加したいと思いますか？
( 奥武山公園活性化検討業務 H26)




Q：月会費制の場合、いくらなら参加しますか？
( 奥武山公園活性化検討業務 H26)




## 4.2「奥武山ガーデンクラブ」の設立

本公園をフィールドとしたガーデニングニーズが一定規模存在することが確認されたことを受け、公園関係者で協議を重ねた結果、下記のような市民団体を立ち上げる事となった。

**名称**：「奥武山ガーデンクラブ (O.G.C.)」

奥武山 ガーデンクラブ
Ounoyama Garden Club

**コアコンセプト**：「まちのにわ、おうのやま。」
**設置目的**：本公園を市民の憩いの場、心身のリフレッシュをする場、庭づくり、景観づくり、野菜や蜂蜜等の物産づくりの場、多様な市民が学びや作業を共に行い、コミュニケーションが促進される場として活性化を図り、会員以外の来園者も含めて広く市民及び地域に貢献する取組みを公園サポーターとして展開すること。
**活動内容**：①関係機関及び関係者との各種協議や調整業務。②活動計画及び予算の確保。③クラブの広報、個人会員及び企業会員の募集、寄付や協賛金の募集。④会員の管理及び会費徴収。⑤個々の活動の企画、要員や資材等の調達、告知及び当日の運営業務。⑥経理業務、監査及び会計報告。⑦年次活動報告所の作成及び関係機関や関係者への提出。など
**参加者及び参加方法**：市民が会員となり年会費等を支払う、あるいは定額の年会費を支払った上で活動 1 回ごとに参加費を支払い参加する。企業・団体会員制も導入し、スポンサーとして苗や肥料、道具、資金等を提供してもらう。
**活動場所**：園内の園路等の周囲の未利用地。

### 4.2.2 O.G.C. の運営スキーム

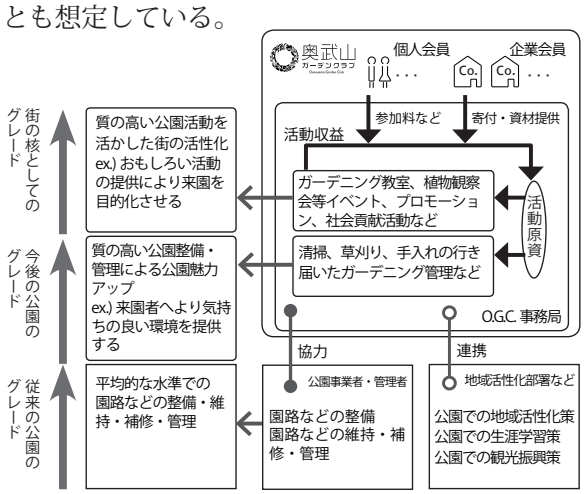
O.G.C. は独立採算制をとる。それは行政の事業とした場合、予算が確保出来なくなった時点で組織を維持できなくなる可能性が高いためである。また、ボランティアによる活動とした場合も、組織の規模が拡大するにつれ事務局の業務負担が増大し、無給スタッフのみで運営を維持することが難しくなるという現実的な問題等が立上げ後に発生することが想定されるためである。

その運営スキームとしては、O.G.C. 事務局が、ガーデニング等に関するプログラムを企画し、参加する O.G.C. メンバーから参加費や協賛金等を徴収し、それらを活動原資として事業を展開していくという形をとる。

そして、O.G.C. と公園整備・管理者とが協力関係を築くことにより、従来の公園運営では難しかったきめ細やかな公園運営を実施し、本公園の環境の魅力アップを図る。

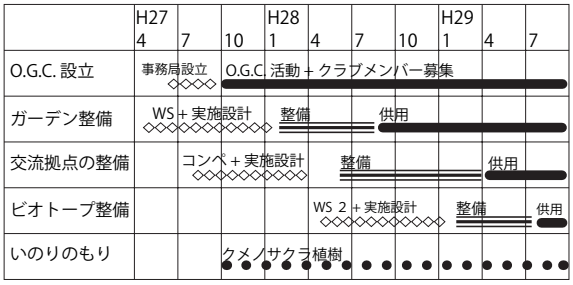
さらに O.G.C. はガーデニング教室や植物観察会、独自のプロモーション等の活動を実施し、また、県や市、土木部署や観光部署等の垣根を跳び越えた連携を図る組織として機能することで、質の高い活動を活かした街の核として、街のグレード向上へも寄与することが可能であると考える。

そのような活動を実施していくことで、企業の CSR の一貫として展開される活動の PF となることも想定している。




### 4.3 O.G.C. と公園事業のタイアップ

現在、県南部土木事務所では O.G.C. の活動支援として、" ガーデニングを実践する場の提供 " 及び " 市民が交流できる拠点の創出 " 等を行っている。下記にその内容を記す。




#### 4.3.1 ガーデニングを実践する場の提供

本公園の水泳プールと沖宮に隣接した未整備箇所を、ガーデニング実践の場として提供し、現在、公募した市民約 30 名による「みんなの庭づくりワークショップ (WS)」にて、コンセプト等を議論している。この WS で、公園づくりの楽しみを味わった方が O.G.C. に参加してくれることを期待している。

第 1 回 WS　平成 27 年 8 月 2 日 ( 日 ) :「みんなの庭」のテーマを考える／整備予定地を実際に見て、庭として整備する上での課題について話し合い、どのようなガーデニングエリアにするかをグループ毎に考えた。
第 2 回 WS　平成 27 年 8 月 16 日 ( 日 ) : ガーデニングについて学ぶ／プロのガーデナーの方からガーデニングデザインの考え方やテクニックについて学んだ。
第 3 回 WS　平成 27 年 8 月 22 日 ( 土 ) :「みんなの庭」を考える／維持管理も踏まえた庭のコンセプトやプランについてグループ毎に考えた。
来園者へのアンケート調査　平成 27 年 9 月 19 日 ( 土 ) ～ 26 日 ( 土 ) ／各プランを来園者へアンケート調査。
第 4 回 WS　10 月 3 日 ( 土 ):「みんなの庭」を決める／アンケート結果や専門家意見を踏まえて話し合い、庭の整備方針及びデザインの方向性について確認。
平成 28 年 2 月から工事を開始、平成 28 年秋に完成予定。





#### 4.3.2 市民が交流できる拠点の創出

本公園の水泳プール隣の未利用地へコミュニティーセンター ( 奥武山 C.C.) の建設を計画している。平成 29 年春の供用開始を目指している。

奥武山 C.C. の整備目的／市民が集い、ともに学び、共有し、実践する。そして、発表し、評価をしあえる、そんな場所を本公園の一角に整備することによって、より満足度の高い公園へとつながることを期待して整備するものである。
奥武山 C.C. の利用形態／①平日朝～昼の O.G.C. を始めとした市民サークル活動 ( 大人 8~20 名程度 ) ②平日夕方からの部活動や学童活動 ( 大人 1~2 名、子供 20~30 名程度 ) ③休日の文化的イベント ( コンサート、演劇等 )( 観客 300 名程度 ) ④その他、地域のイベント開催、ビアガーデン等⑤災害時のボランティア活動拠点
規模条件等／居室面積 200 ㎡程度、構造・階数 制限無し、敷地面積 約 800 ㎡

8.3.(mon) スタート！
オウノヤマコンペ 2015!
第4回 アンダー40 設計競技

設計案は県内在住の 40 歳未満の建築士を対象とした設計競技により決定され、現在は選定された設計者と関係団体の調整によって、実施設計が行われている最中である。

#### 4.3.3 みんなのビオトープづくり

本公園の修景池に水生植物や噴水等を配置することで、より魅力的な場所にすることができると考える。そのコンセプト等を O.G.C. メンバーや公募した市民と一緒に WS 等を実施し、創出する予定である。

#### 4.3.4 いのりのもりプロジェクト

花見の名所とするためにクメノサクラを市民の寄付等で植樹していく取り組みである。クメノサクラの名所が県内にまだ少ないことや、ヒカンザクラや本土のサクラの開花時期とずれていること、白色で花びらが散ること、平坦な園内で誰でも花見を楽しむことができる等、他公園との差別化も図れると考えた。O.G.C. 主要事業の一つであり、植樹場所の提供や雨水を利用した散水施設の整備等を支援していく予定である。

### 5 今後の展望

公園活性化のための PF 戦略は言い換えれば、PF の持続的進化が公園活性化へとつながるということである。そのためには、PF を適切に運営していかなければならない。本公園では O.G.C. を PF 運営者として設定し、各 sp( 生涯学習サービス提供者やクラブメンバー等 ) を結ぶ事業を展開していく予定であるが、PF の進化のためには、PF がある一定のルールを保ちつつも、sp が参加しやすいオープンな状態を保つ必要がある。

しかし同時に、様々な sp の参加は PF の機能不全を引き起こし、サービス低下を招くことがあるので、PF 運営者は事務局機能を併せ持ち、國領氏 [4] が提唱する① PF へ参加する各プレイヤーのコミュニケーションの手段・ルール整備や、② PF 運営者と参加者との役割分担の明確化、③参加を促すための PF 自体の付加価値、④ PF 内外のプレイヤーの信頼関係の構築、⑤プレイヤーの内部変化へのマネジメントを実施していくことが求められ、その人材や経費等も独自で調達する仕組みが無ければならない。

今回の取組みでは、上記運営を見据えつつ PF を構築したが、今後は日々の実践の中で、PF 運営者を中心として、公園関係者が方向性やその手段について認識し、適宜計画の修正や見直しを行うなど、そのノウハウを蓄積していく必要があるのではないだろうか。

その行政と市民との協働こそが PF 運営の方向性を決めるものであり、最も難しく重要である。( 協働で立ち上げた市民団体がまちづくり関連の表彰を受け、その後解散しているという事例は多い ) つまり、市民協働に取り組む行政担当者には、市民に寄り添いつつも、自立を促すという、バランス感覚が要求されていると考える。

### 6. おわりに

本公園の取り組みは始まったばかりである。行く手には様々な問題が発生することだろう。そんな時には、行政側の解釈で禁止事項を追加するのではなく、ぜひ公園に携わる多くの関係者が議論することで、より価値のある場へと変革し続けていって欲しい。その努力が公園づくりにおける信頼関係を築き、きっと、これからの公園の文化をつくるはずだから。

謝辞：公園事業における市民協働での取り組みには、列挙し切れない程多くの方のご支援、叱咤激励がありました。そのどれもが、ここまで取り組みを続けてこられた原動力であり、礎となっています。この場を借りて、皆様へ心から感謝の気持ちと御礼を申し上げたく、謝辞にかえさせていただきます。

参考文献 )

1)「プラットフォーム戦略」平野敦士、カール・アンドレイハギウ

2)「奥武山公園整備全体計画調査業務住民意向調査」H24.3 那覇市

3) ライフメディア リサーチバンク調べ http://research.lifemedia.jp/2013/05/130522_gardening.html

4)「創発経営のためのプラットフォーム～協働の情報基盤づくり～」國領次郎

# ゆいくる材の環境に対する安全性の検討

(一財)沖縄県建設技術センター　○本田　まゆ子

## 1. はじめに

沖縄県では、廃棄物最終処分場の延命化と天然資源の消費の抑制を図り、持続可能な『資源循環型社会』の実現を目指すため、「沖縄県リサイクル資材認定制度」を制定し、リサイクル資材（以下『ゆいくる材』）を公共工事で積極的に使用している。廃棄物を再資源化し、建設資材として使用するにあたっては、要求された規格を満足すると共に、有害物質の含有、周辺土壌への汚染物質溶出など、環境に対する安全性を確保することが最も重要となる。

本論文では、石膏粉を混入した再生路盤材をゆいくる材として認定するにあたって、環境に対する安全性をさまざまな角度から検討した。

## 2. 沖縄県リサイクル資材評価認定制度

### 2.1 制度の概要

沖縄県リサイクル資材認定制度（以下『ゆいくる』）とは、県内で排出された廃棄物等を原材料として製造されたリサイクル資材について沖縄県が環境に対する安全性や品質及び性能を評価・認定しこれを公共工事で積極的に使用していく制度である。また、工事に伴い発生した建設廃棄物はゆいくる製造業者へ優先的に搬出され、原材料が確保し易くなるというメリットもある。

ゆいくる材に認定されるためには、品質・性能や再生資源の含有率、環境に対する安全性等さまざまな基準に適合する必要があり、年に１度行われるリサイクル評価委員会（以下『評価委員会』）での審議を経て認定される。

### 2.2 環境に対する安全性の基準

リサイクル資材を製造するに当たっては、廃棄物を原料としている為、有害物質を含有している可能性がある。建設資材として使用する場合、その多くは土壌と密接しており、有害物質が溶出すると土壌が汚染される。また、直接触れる可能性のあるものは人体に悪影響を及ぼす恐れがある。

ゆいくるでは、評価基準において環境に対する安全性の項目を制定しており、その基準は「土壌の汚染に係る環境基準（平成３年環境庁告示第 46 号）」にて溶出量、「土壌汚染対策法に基づく特定有害物質の含有量基準（平成 15 年環境庁告示第 19 号）」にて含有量を規定している。溶出量は、土壌に含まれる特定有害物質が溶け出し、地下水等から飲用水にともなって間接摂取しても問題ないレベルとしての基準であり，含有量は土壌に含まれる特定有害物質を経口又は皮膚より直接摂取しても問題ないレベルとしての基準である。

各ゆいくる材の試験項目は、再生資源の種類により個別に設定している。

表-1　土壌の汚染に係る環境基準値

| 特定有害物質 | | 指定基準 | |
|---|---|---|---|
| | | 土壌含有量基準（mg/kg） | 土壌溶出量基準（mg/L） |
| （第１種特定有害物質）揮発性有機化合物 | 四塩化炭素 | － | ≦0.002 |
| | 1,2-ジクロロエタン | － | ≦0.004 |
| | 1,1-ジクロロエチレン | － | ≦0.1 |
| | シス-1,2-ジクロロエチレン | － | ≦0.04 |
| | 1,3-ジクロロプロペン | － | ≦0.002 |
| | ジクロロメタン | － | ≦0.02 |
| | テトラクロロエチレン | － | ≦0.01 |
| | 1,1,1-トリクロロエタン | － | ≦1 |
| | 1,1,2-トリクロロエタン | － | ≦0.006 |
| | トリクロロエチレン | － | ≦0.03 |
| | ベンゼン | － | ≦0.01 |
| （第２種特定有害物質）重金属等 | カドミウム及びその化合物 | ≦150 | ≦0.01 |
| | 六価クロム化合物 | ≦250 | ≦0.05 |
| | シアン化合物 | ≦50（遊離シアンとして） | 検出されないこと |
| | 水銀及びその化合物 | ≦15 | ≦0.0005 |
| | うちアルキル水銀 | ≦15 | 検出されないこと |
| | セレン及びその化合物 | ≦150 | ≦0.01 |
| | 鉛及びその化合物 | ≦150 | ≦0.01 |
| | 砒素及びその化合物 | ≦150 | ≦0.01 |
| | ふっ素及びその化合物 | ≦4,000 | ≦0.8 |
| | ほう素及びその化合物 | ≦4,000 | ≦1 |
| （第３種特定有害物質）農薬等 | シマジン | － | ≦0.003 |
| | チウラム | － | ≦0.006 |
| | チオベンカルブ | － | ≦0.02 |
| | PCB | － | 検出されないこと |
| | 有機りん化合物 | － | 検出されないこと |
| | 銅 | － | ≦125（1kgにつき） |

## 3. 沖縄県での廃石膏ボードの処理状況

廃石膏ボードは、付着している紙を取り除いたものについては平成 23 年５月末までの間、安定型処分場で最終処分が可能な廃棄物として取り扱う旨が平成 18 年に通知されていたが、平成 20 年度に、県内の安定型

キーワード　リサイクル，再生資源，石膏ボード，廃棄物，硫化水素
〒902-0064　那覇市寄宮 1-7-13　(一財)沖縄県建設技術センター試験研究部　TEL 098-832-8442

処分場にて廃石膏ボードが原因とみられる高濃度の硫化水素の発生が確認された。そのため、平成 22 年には管理型処分場へ最終処分を行う旨の通知が出されている。

しかし、県内の管理型処分場は 3 社のみであり、ヒアリングによると、容量的に受入が可能なのは 1 社のみである。約 10 年前に行った聞き取り調査から算出した沖縄県での廃石膏ボードの排出量は、解体石膏ボード約 15,000t、新築系約 2,000t の合計 17,000t となっておりそのほとんど（約 94%）が県外へ搬出されている。（図-1）

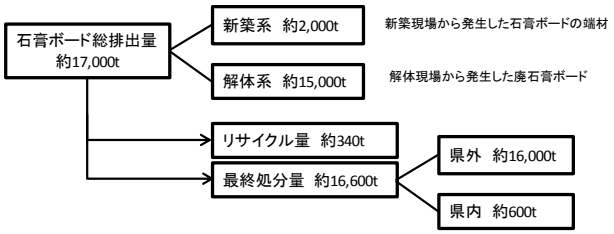



**図-1 石膏ボードの排出量と処分量**

廃石膏ボードのリサイクルについて、県内では廃石膏を再生石膏にする施設は存在しない。また、セメント製造に石膏を使用するが、県内のセメント会社では、石炭火力発電所からの脱硫石膏を受け入れているので廃石膏ボードは受け入れの余地がない。このことから、管理型最終処分場の延命化を図るためには、廃石膏ボードのリサイクルは急務であった。

ゆいくるでは現在、廃石膏ボードを再生資源とした再生路盤材をゆいくる材として認定して公共工事で使用することで廃石膏ボードのリサイクルへ取り組んでいる。今回、新たに申請のあった資材については、3%から 5%へ石膏粉の含有率を上げるとことなり、安全性に十分留意する必要があることから、様々な検討が行われた。

## 4. 石膏粉混再生路盤材の安全性検討

### 4.1 製品概要

当該資材は、県内各工事現場より発生したコンクリート廃材を破砕・分級して製造した再生クラッシャーランに重量比 5%の石膏粉を混入したものである。石膏粉は、県内各工事現場から回収した廃石膏ボードを分別、粉砕したものである。

### 4.2 廃石膏ボードの安全性についての課題

廃石膏ボードを再生資源として利用する際の安全性の課題については、以下の項目が上げられる。

① アスベスト等有害物質含有の可能性
② フッ素の溶出
③ 硫化水素の発生

①について、解体現場から発生する廃石膏ボードは、製造時期によってアスベスト、カドミウム、砒素が付着している製品がある。1）これら有害物質が付着している石膏ボードについては、管理型最終処分場に持ち込むなど適切に処分する必要がある。該当する石膏ボードの製造時期、製品名及び識別番号などは特定されているが、確実に有害な廃石膏ボードを除外することができるよう、当該資材では解体現場から発生する廃石膏ボードは使用せず、新築現場から発生する新築系の廃石膏ボードのみを使用することとした。

②について、廃石膏ボードからはフッ素の溶出が懸念される。表に示す、既存資材の認定時に行った溶出・含有試験の結果から、一般的な石膏ボードである GB-R よりも防水加工が施された GB-S という種類の石膏ボードにてフッ素の溶出量が高いことが確認されている。（表-2）

**表-2 廃石膏ボードの種類別安全性試験結果**
**（再生路盤材石膏粉 3%混）**

| 試験名称 | A社 GB-R | B社 GB-R | **A社 GB-S** | 基準 |
|---|---|---|---|---|
| 溶出試験 | 0.1mg/L | 0.1mg/L | **0.8 mg/L** | ≦0.8mg/L以下 |
| 含有量試験 | 240mg/kg | 250mg/kg | **300mg/kg** | ≦4000mg/kg以下 |

※GB-R 石膏ボード　：一般の石膏ボード
※GB-S シージング石膏ボード：防水処理（原紙、芯の石膏）あり、台所、浴室用

そこで、当該資材で使用する廃石膏ボードは GB-R に限定した。これにより、分別が容易かつ確実となる。GB-R は石膏ボード生産量全体の 8 割(図-2)を占めており、リサイクル量が極端に減少することはない。1）

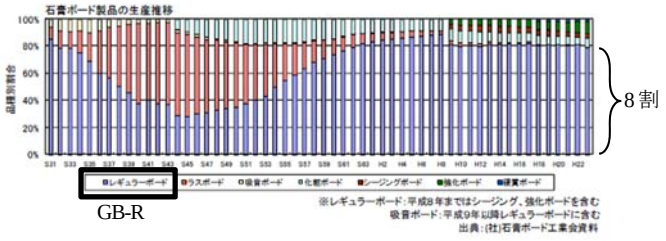



**図-2 石膏ボード製品の生産推移**

認定にあたっては、製品の安全性試験を 3 回行っており、すべてフッ素が基準値以内であることが確認されている。認定後も年に 1 度は安全性試験を継続して

実施し、値を確認している。(表-3)

| 試験 | 1回目 | 2回目 | 3回目 | 基準 |
|---|---|---|---|---|
| フッ素<br>溶出試験 | 0.30mg/L | 0.25mg/L | 0.37 mg/L | ≦0.8mg/L以下 |

**表-3 当該資材(再生路盤材石膏粉 5%混)のフッ素溶出試験結果**

③について、廃石膏による硫化水素発生は大きな問題となっており、2) 通常石膏ボードの廃棄にあたっては管理型処分場への埋め立てが必要となっている。硫化水素発生の条件は以下のとおりであり、全ての条件が整った場合に発生すると考えられている。

Ⅰ硫酸塩還元菌が存在する
Ⅱ硫酸イオンが存在する
Ⅲ有機物が存在する
Ⅳ嫌気性の環境(酸素が存在しない)
Ⅴ水がたまりやすい環境

硫化水素の発生は、硫酸塩還元菌(Ⅰ)の作用によるものであり、水がたまる箇所(Ⅴ)などの嫌気性な環境(Ⅳ)で有機物を栄養とし(Ⅲ)、硫酸イオン中の酸素を呼吸源(Ⅱ)として増殖する過程で化学反応により硫化水素が生成される。

硫酸塩還元菌は土壌においては通常に存在するため、増殖する環境を作らないことが重要である。硫酸イオンは廃石膏ボードから供給されるため、当該資材に添加する以上完全に取り除くことは不可能であるが、石膏粉の添加率を調整することにより一定の対策は可能である。さらに、廃石膏ボードに付着している糊や紙などを製造工程で取り除き、有機物を除去することが必要である。かつ、適度な温度・水分・嫌気性が保持される可能性を排除するため、認定時には水没箇所に使用しないという条件をつけることとした。(表-4)

**表-4 硫化水素発生の対策**

| 発生原因 | 対策の可否 | |
|---|---|---|
| Ⅰ硫酸塩還元菌が存在する | × | どこにでも存在する菌 |
| Ⅱ硫酸イオンが存在する | △ | 石膏粉の含有率を調整 |
| Ⅲ有機物が存在する | ○ | 紙、糊などを除去する |
| Ⅳ嫌気性の環境 | ○ | 水没箇所には使用しない |
| Ⅴ水がたまりやすい環境 | ○ | |

### 4.3 硫化水素発生の検証実験

実際に路盤材に添加した場合に硫化水素が発生するかどうかを確認するため、沖縄県工業技術センターによる簡易的な硫化水素発生実験が行われた。3)

まず予備試験として、廃石膏にでんぷん、廃でんぷん、グルコース、砂糖、米を添加し、水を2倍量加え密閉し、35℃で2週間放置した。結果、廃でんぷんを添加した試料にて硫化水素の発生に伴う黒色化が見られた。次に、廃石膏に廃でんぷん、グルコース、砂糖を添加した試料に今度は水を3倍量加え同様に35℃で2週間放置した。(図-3) 結果、廃でんぷんを添加した試料で硫化水素の濃度を測定すると280ppmであり、最も硫化水素の発生量が多かった。

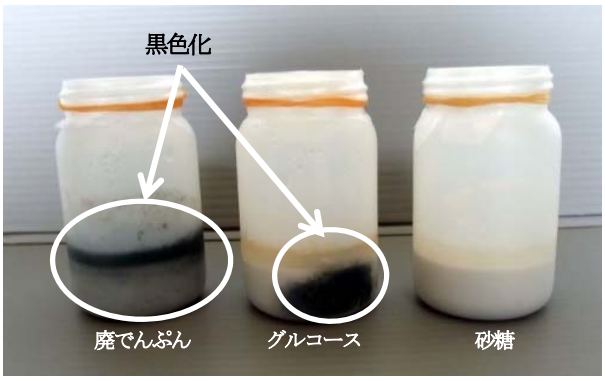



**図-3 水分量を3倍とした試料の結果**

そこで、再生路盤材に同じように廃でんぷんを添加し、水を3倍量加え密閉した試料を作成した。このとき、再生路盤材のみと、再生路盤材(廃石膏粉3%)および再生路盤材(廃石膏粉 6%)、再生路盤材(廃石膏粉9%)とした4つの試料とした。結果は図-4に示されるように、2 週間経っても硫化水素発生時に見られる黒色化は確認されず、検知管による測定においてもすべて検出限界以下であった。

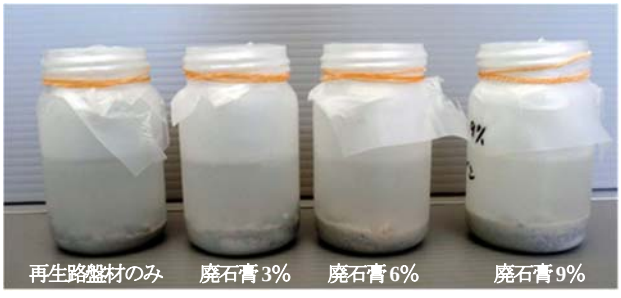



**図-4 再生路盤材の試験結果**

今回の試験は簡易的なものではあるが、再生路盤材に石膏粉を添加した試料からは硫化水素は発生せず、安全であるという結果が得られた。当該資材が再生路盤材に石膏粉を 5%添加した製品であるため硫化水素が発生する可能性はきわめて低いと言える。

## 5. ゆいくるによる効果

現在、当該資材と同様に石膏粉を添加した既存の認定資材は3資材ある。ゆいくる材の出荷量実績から算出した廃石膏ボードのリサイクル量の推移を図-5 に示す。

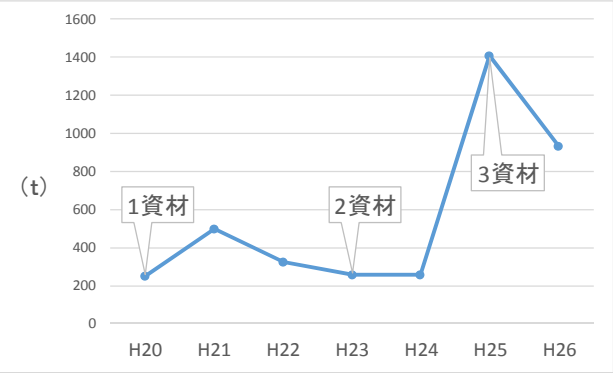



**図-5 ゆいくる材における廃石膏ボード リサイクル量の推移**

平成 19 年度、平成 22 年度、平成 24 年度にそれぞれ1資材ずつ認定されており、その翌年度から実績に反映される。グラフから、認定資材の増加に伴い廃石膏ボードのリサイクル量も増加していることが読み取れ、平成 25 年には 1400t と、約 10 年前のリサイクル量である 340t の 4 倍以上にもなっており、ゆいくるにおける効果が伺える。次年度以降は当該資材の実績も盛り込まれることから更なる増加が期待される。

## 6. まとめ

今回、石膏粉を添加した資材をゆいくる認定するにあたって以下の条件とした。

① 再生資源は新築系廃石膏ボードのみを対象とする。
② かつ、石膏ボードの種類を GB-R のみに限定する。
③ フッ素の溶出試験を 3 回行い基準値内であることを確認する。
④ 廃石膏ボードから紙や糊を確実に分別する。
⑤ 認定後の条件として資材を水没箇所には使用しないこととする。
⑥ 石膏粉の添加率は 5%とする。

それにより、当該資材は評価委員会にて適合と判断され、ゆいくる認定を受けた。しかし、廃石膏ボード排出量全体から見ればリサイクル量は 1/10 にも満たず、まだまだ増加の余地がある。今後も本論で述べた課題をふまえながら様々な資材に再生資源として廃石膏ボードが使用できるよう検討していく必要がある。

リサイクル資材には、廃棄物の種類ごとにさまざまな安全性に関する課題があり、その内容については多岐にわたる。しかし、ひとつひとつを検証し、安全な製品とすることで廃棄物の再資源化を促進し、先にのべた資源循環型社会を実現することが可能となる。沖縄県建設技術センターは、ゆいくる制度の受付機関として、認定にかかる審査や品質管理を行っている。今後も安心してリサイクル資材を活用できるよう努めていきたいと考える。

## 参考文献

1) 国土交通省：廃石膏ボード現場分別解体マニュアル，平成 24 年 3 月
2) 国立環境研究所：安定型最終処分場における高濃度硫化水素発生機構の解明ならびにその環境汚染防止対策に 関する研究，2005
3) 沖縄県工業技術センター：廃石膏の有効活用にかんする研究

# 二輪車事故を抑制するための対策

沖縄総合事務局　南部国道事務所　交通対策課　小波津 秋乃

沖縄県では，気軽に利用できる移動手段として二輪車の人気が高い．一方で，沖縄県内の直轄国道で発生する死傷事故のうち二輪車が関与する事故の割合は，全国及び九州平均の約２倍を記録しており，二輪車事故の削減は緊急の課題といえる．

南部国道事務所交通対策課では，県内の二輪車走行特性や事故特性を分析・把握し，事故対策案として二輪車レーンの設置や広報によるドライバーのマナーアップを検討した．

## 1.　はじめに

沖縄県では，気軽に移動できる原付バイクをはじめとして二輪車の人気が高く，二輪車の保有台数の伸び率はここ10数年で約1.9倍にも上る（図-1）．一方で，全国的傾向に反して，沖縄県内の直轄国道では二輪車が関与する事故が減少しておらず，その割合は約29%と全国及び九州平均の約2倍を記録している（図-2）．

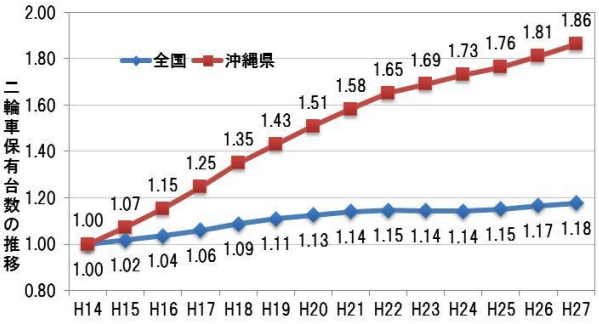



図-1　二輪車保有台数(H14年～H27年)[1]

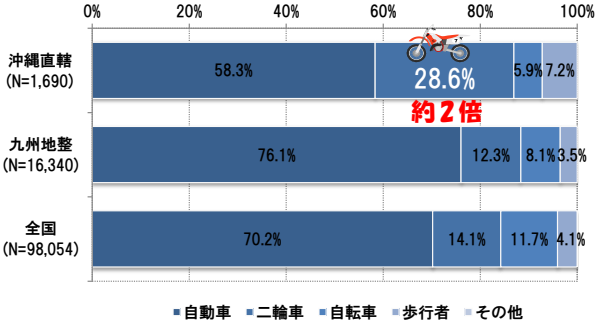



図-2　直轄国道における二輪車事故発生割合(H23年度)[2]

さらに，図-3の内容別事故発生状況をみると，二輪車事故における重大事故（重傷事故又は死亡事故）発生割合は23%に上り，その他事故（二輪車以外の事故）の約2.9倍となっている．

ひとたび二輪車事故が発生すると重大事故に繋がりやすいという特性から見ても，二輪車事故の削減は緊急の課題といえる．

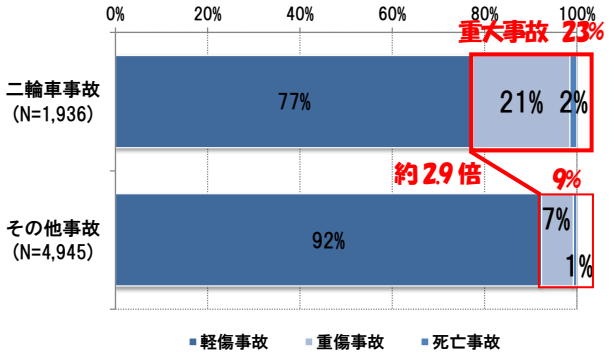



図-3　沖縄直轄国道の内容別事故発生割合(H22年～H25年)[3]

上記の背景に鑑み，南部国道事務所交通対策課では，二輪車事故抑制の検討を行った．本稿は，沖縄県における二輪車事故削減に向けた取り組みの一環として実施したヒアリング調査・交通挙動調査，二輪車走行特性の分析及び対応方策の検討結果について報告するものである．

## 2.　二輪車事故抑制に向けた検討課題

沖縄県で発生した二輪車事故を事故類型別にみると，右折車と直進二輪車による右折時事故が約30%を占めている（図-4）．九州地方整備局管内の二輪車事故発生割合と同様な傾向を示す福岡県と比較しても，その値は高いことがうかがえる．既往調査等[4),5)]によれば，二輪車関与事故として多い形態は「二輪車すり抜けに伴う巻き込み，サンキュー事故」であり，路肩すり抜け行為の抑制を目的とした路肩縮小が実施されている事例が多いが，その他の対策事例はあまりないのが実態である．

しかしながら，二輪車が関与する事故はドライバーのルール不遵守や運転技術に起因するものが多く，道路管理者が実施する道路構造の改良を主とした対策では抑制が困難である．

特に沖縄県内の二輪ドライバーのマナーは他県と比べても極めて悪いとされており，問題点は二輪の路肩すりぬけにとどまらない．このため，沖縄県内の二輪車走行特性に留意した上で適切な対策立案を

キーワード　二輪車事故，道路空間再配分，蛇行運転，広報
連絡先　〒900-0001　那覇市港町２丁目８番１４号
内閣府沖縄総合事務局　開発建設部 南部国道事務所　交通対策課　小波津 秋乃
E-mail：kohatsu710-akino@ogb.cao.go.jp

行う必要がある．そこで，二輪車の走行特性や沖縄県独自の留意点を把握するためにヒアリング調査及びビデオカメラによる走行挙動調査を行うこととした．

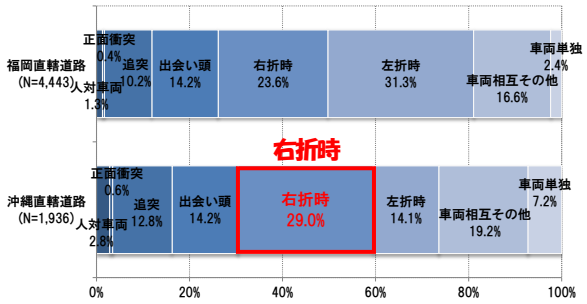



図-4　事故類型別の二輪車事故発生割合（H21年～H24年）[3)]

3.　二輪車事故対策立案に向けた実態調査

実施した調査項目と主旨を表-1に示す．

表-1　調査方法

| 調査項目 | 調査目的 |
|---|---|
| ①ヒアリング調査 | 沖縄県特有の事故特性，二輪車走行特性の把握 |
| ②交通挙動調査 | 二輪車走行特性の把握 |

(1)　ヒアリング調査

利用者視点から二輪車特性を把握するため，沖縄県警察とレンタルバイク会社へのヒアリング調査を実施した．以下にその結果を示す．

1) 沖縄県警察へのヒアリング調査

二輪車事故の発生形態は右折時事故が多くを占め，すり抜けに伴う事故よりも見通しがきく状況でお互いに譲ってくれるとの思い込みから高速度で衝突するケースが重大事故になりやすいこと，またその対策としては優先でない右折車に何らかの注意喚起を促すしかないこと等が判明した．（表-2）

表-2　沖縄県警察ヒアリング結果

| 項目 | ヒアリング結果 |
|---|---|
| ① 状況 | ・沖縄県では二輪車事故発生割合が高い<br>・平成22年は二輪車をとめて注意喚起等の実施<br>→事故減少 |
| ② 発生形態 | ・事故形態は右折時事故、出会い頭事故が多い<br>→サンキュー事故に加え、見通しのきく状況でも多く、重大事故になりやすい<br>・北部地域では、ナイトツーリング族による単独事故が多い |
| ③ 対策 | ・右折時事故については、右折車ドライバーへの注意喚起が重要<br>・振動による違和感がスピード抑制に効果的 |

2) レンタルバイク会社へのヒアリング調査

観光立県沖縄では，レンタカーの代替手段として，また非日常レジャーの一環としてレンタルバイクの利用者が増加している．レンタルバイク利用者は普段二輪車を運転しないペーパードライバーが多く交通事故原因のひとつになっているのではないかと考えられる．また，レンタルバイク利用者は運転技術に不安があること，県内ドライバーのルール不遵守が多いことが判明した．

(2)　ビデオカメラによる交通挙動調査

二輪車ドライバーの走行特性（ルール不遵守行為の実態）を把握するため，ビデオカメラによる交通挙動調査を実施した．

1) 調査概要

沖縄特有の二輪車走行特性を把握するため，二輪車関与事故の割合が高い国道58号松山交差点を対象として，交通挙動調査を実施した．調査方法は，朝夕ピーク時（7：00～11：00，16：00～20：00）の8時間のビデオカメラ撮影とし，「車線別の二輪車走行状況」と「二輪車の危険な交通挙動（以下に示す①～④）」を計測した．

①右折レーンを利用した無理な追い越し
②滞留車両の間のすり抜け行為
③複数車線を縫うようなジグザグ走行（車線変更）
④左折レーンを利用した無理な追い越し



写真-1　調査実施風景

2) 調査結果

a) 車線別二輪車走行状況

車線別の走行状況は，左折車線が約14%（282台/8h）となっており，他県でも多い路肩すり抜け行為と同類の挙動である．一方，路肩すり抜け以上に第二車線，第三車線の割合が約28%を占めていることが特徴的である．

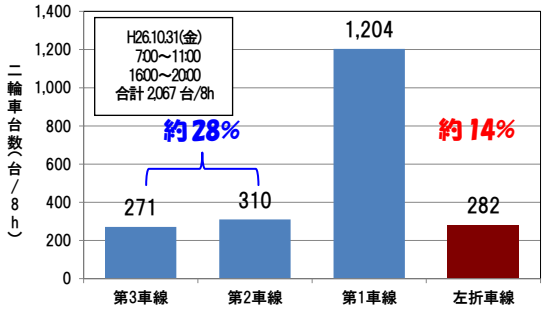



図-5　車線別二輪車交通量（台/8h）

b) 二輪車の危険な交通挙動

危険挙動は363件発生しており，二輪車交通量のうち約17.6%程度が危険な挙動であった．その危険挙動は写真-2及び図-6に示すように，特にすり抜け走行，左折レーンを使用した追い越し，二輪車の車線変更が多く発生しており，沖縄県では二輪車が全車線を無秩序に走行している傾向が見られた．

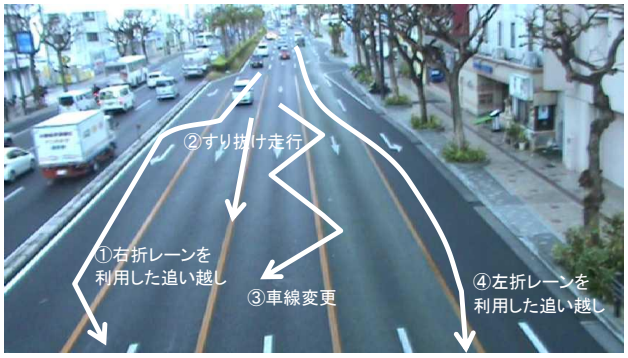



写真-2　危険事象

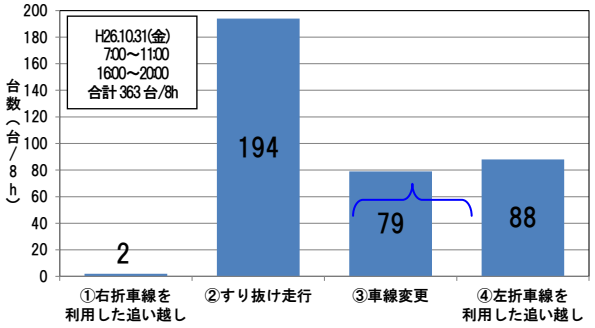



図-6　危険挙動の各パターンにおける別走行台数（台/8h）

4.　二輪車事故対策の検討

各種調査結果から得られた以下の課題を踏まえ，沖縄独自の二輪車事故対策の検討を行った．

①蛇行運転への配慮

一般に採用される路肩縮小では，蛇行運転を助長し危険性が増す可能性があるため配慮が必要である．

②二輪車ドライバーのルール遵守に対する意識改善

道路構造の改善だけでなく，ドライバーのルール遵守に対する意識改善の取り組みも合わせて実施する必要がある．

③地元バイクとレンタルバイクの混在

二輪車ドライバーへの注意喚起に当たっては，地元バイクだけでなくレンタルバイク等の混在にも配慮が必要である．

課題を踏まえた対策方針として，単路部では二輪車の安全な走行を確保することとして「二輪車レーンの設置」を検討した．また，交通流が錯綜する交差点部では四輪車に対して二輪車走行位置を明示することで，注意喚起を促すものとした．

(1)　二輪車レーンの設置

最も抜本的な対策として，道路空間再配分による「二輪車レーン」の設置がある．本案は二輪車の走行空間を明示することで無秩序に走行する二輪車を集約し，蛇行運転等に伴う危険な交通挙動を抑制するものである．

なお，二輪車レーンの幅員は，二輪車の占有幅1.0mに余裕幅0.5mを加えて1.5mとし，そのために中央分離帯，植樹帯，車道幅員を一部狭めることを基本的な考え方とした．（図-7　二輪車レーン案）

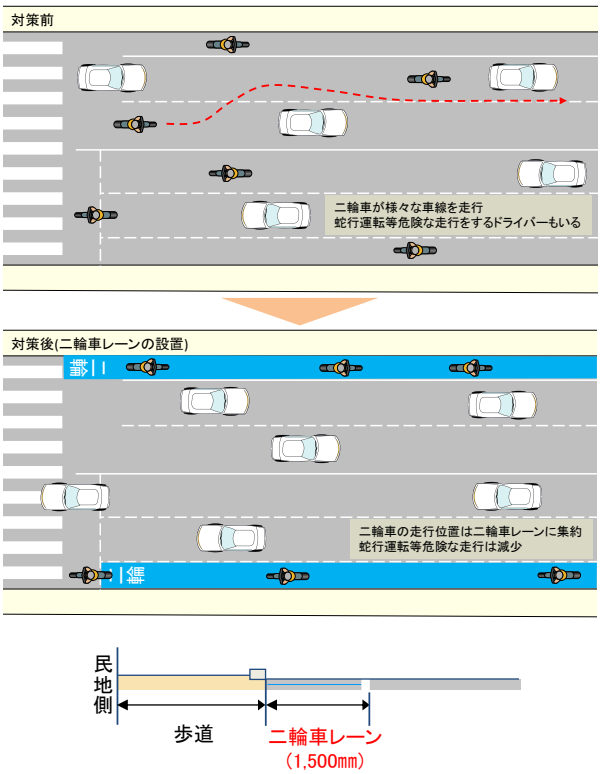



図-7　二輪車レーン案

(2)　交差点内の二輪車走行位置の明示

沖縄県内で特に多い交差点内での右折車と直進二輪車の事故は，サンキュー事故に加え，見通しのきく状況でも多く発生しており，二輪車の走行位置を明示させるだけでなく，右折車に注意を促すことも必要である．そこで，右折車と直進二輪車における事故抑制案として「交差点内の二輪車走行位置明示（路面着色）」のためのアローマークの設置を提案した（図-8）．交差点内の二輪車走行位置の認識をさせ，右折車への注意を促し，右折車と直進二輪車の事故の削減を期待する．

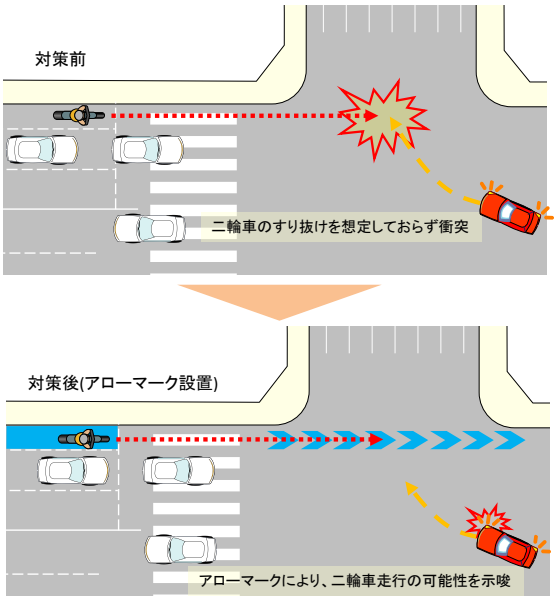



図-8　アローマークの設置

(3)　広報の積極的展開

今回検討した二輪車レーンによる対策は事例が少ないため，利用者に認知されておらず，通行意識が根付かない可能性も考えられる．横断幕や配布用チラシを活用し，二輪車レーンの告知及び利用促進，ドライバーのルール遵守へ向けた情報などを広報していく必要がある．このような積極的な広報の展開を併せて行うことで，二輪車ドライバーのルール遵守への意識が向上し，事故削減が見込まれると考えられる．

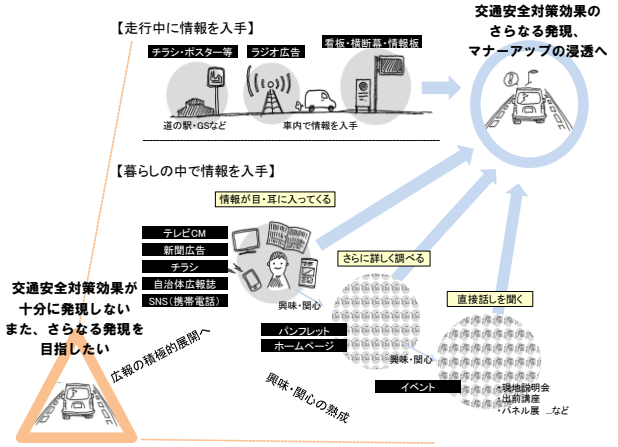



図-9　広報展開のイメージ

5.　対策案実施に際しての課題

道路空間再配分による「二輪車レーン」の設置をした場合，下記の課題への対応も必要となる．

①植栽の繁茂による専用レーンの阻害

路肩を含め専用レーンとして活用するため植栽の維持管理が適切でなく車道部へはみ出した場合，想定した専用レーンの幅員を確保することができなくなる（写真-3）．

特に，梅雨時期には雑草の生育が著しく，時期・植栽の状況に合わせた適切な維持管理が必要となるが，維持管理費は年々減少傾向にあり同区間の優先した維持管理が必要となる．



写真-3　植栽が繁茂して車道部へはみ出ている様子

②路上駐車による空間機能の低下

近年観光客の急増に伴い那覇市内の宿泊施設沿にバス等の停車が確認されている．さらに交通量の多い時間帯での停車が多く，円滑な交通阻害の大きな原因となっている．

専用レーン設置後も設置前と同様に停車された場合，必然的に車線変更が必要となり事故発生の要因となる可能性が考えられる．



写真-4　路肩でバスが停まっている様子

③多車線道路における二輪車の右折方法

二輪車レーンを設置することで，二輪車の走行が最左に集約されるが，交差点右折時は，右折レーンへの大きな車線変更または二段階右折が必要となる．

右折レーンへの車線変更では，走行車両との接触の危険性が生じ，二段階右折では，現状でもあまり守られていないうえ例外的に二段階右折が禁じられている交差点もあるため，ルールの徹底が不可欠である．

6.　おわりに

沖縄県内における二輪車の走行特性を詳細に分析した結果，沖縄独自の二輪車事故対策の検討を行うことができたと考える．

しかしながら，道路空間再配分による「二輪車レーン」の設置をした場合，植栽の繁茂による専用レーンの阻害や，路上駐車による空間機能の低下が課題になってくる。

今後，これらの対応策を検討した上で，さらに詳細な運用方法を検証していく必要がある．

参考文献

1) 一般財団法人 自動車検査登録情報協会：都道府県別・車種別保有台数表
2) 公益財団法人 交通事故総合分析センター：道路管理者別交通事故分析データ
3) 公益財団法人 交通事故総合分析センター：事故別データ
4) 小川圭一：幹線道路の渋滞時における自動二輪車の走行挙動と路肩幅員・車線数との関連分析，第29回交通工学研究発表会論文集，No.21
5) 濱本敬治：二輪車事故防止対策の実施とその改善効果について，平成 20 年度国土交通省国土技術研究会

# 沖縄島二級河川を対象とした自然再生事業のための取水堰撤去の検討

琉球大学　○辻本真希　神谷大介　山花一貴

## 1．はじめに

過去に損なわれた自然環境を取り戻すことを目的した自然再生推進法が 2002 年に制定され，現在までに全国各地で自然再生事業が行なわれている．自然再生事業は，「川のシステム」を再生・健全化することを主目的とした事業であり，その第一段階として事業目標を設定し，それと現状との乖離を問題として認識することがある．

沖縄県は長期目標である「沖縄 21 世紀ビジョン」の下で，失われた自然環境を取り戻すという目標を掲げている．これを沖縄島二級河川における自然再生事業の共通の目標として設定することができる．しかし，地方中小河川においては過去から水位・水質などの情報を観測している場合は少なく，各河川の目標を設定することが難しい．そこで著者ら[1)]は，地形・地質により河川を類型化することで，本来類似した環境を有している河川を明らかにした上で，各類型と魚類の関係，同一類型にも関わらず魚類相が異なる河川の水質と河川横断構造物数を比較した．その結果，河床勾配が大きい河川類型で在来種が多く，外来種が少ないこと，水質が悪いことは在来種が少なく，外来種が多くなる一因となっていること，下流が急勾配な河川に河川横断構造物を多く設置することにより外来種数が多くなっていることが考察された．また既往の研究[2),3)]においても取水堰が回遊性魚類の遡上障害となっていること，緩流部をつくり止水域を好む外来種にとって生息しやすい環境を形成していることが考察されている．このことより水質が良く，取水堰などの河川横断構造物がない河川が目標の河川と考えることができる．

一方で，生態系に悪影響を与えていると指摘されている取水堰は，沖縄島のような水資源賦存量が少なく，昔から水不足に悩まされてきた島嶼地域の利水には必要不可欠であった．そのため取水堰の設置，**表-1** に示すダム開発，1997 年には日最大給水量が 40(千 $m^3$)である海水淡水化施設の建設など積極的に水資源開発が行われてきた．その結果，**図-1** に示すように 1994 年以降給水制限が行なわれていない．この状況をふまえ，取水堰撤去すること考慮した自然再生事業の実施を検討することは有意義であると考えられる．なお，河川の施設整備を伴う自然再生事業においては，財政的な制約があるため，どこの河川から事業を行うべきか決定するための方法論が必要となる．

以上の認識の下，本研究は**図-2** に示す沖縄島二級本流河川を対象とし，自然再生優先度が高い河川において，取水堰を撤去することを検討する．なお，自然優先度が高い河川とは，本来外来種が生息しにくい河川において水質ではなく，河川構造に問題がある河川とする．

**表-1**　ダム開発の変遷

| ダム名称 | 水系名 | 供用開始年度 | 利水容量（千 $m^3$） | ダム名称 | 水系名 | 供用開始年度 | 利水容量（千 $m^3$） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 金武ダム | 億首川 | 1961 | 810 | 辺野喜ダム | 辺野喜川 | 1988 | 1600 |
| 瑞慶山ダム | 比謝川 | 1961 | 2350 | 福地ダム（再開発） | 福地川 | 1991 | 44700 |
| 山城ダム | 天願川 | 1967 | 1190 | 漢那ダム | 漢那川 | 1993 | 6650 |
| 福地ダム | 福地川 | 1967 | 39000 | 倉敷ダム（瑞慶山ダムを再開発） | 比謝川 | 1996 | 5900 |
| 新川ダム | 新川川 | 1977 | 600 | 羽地ダム | 羽地大川 | 2005 | 15600 |
| 安波ダム | 安波川 | 1978 | 12,600 | 大保ダム | 大保川 | 2011 | 17200 |
| 普久川ダム | 安波川 | 1978 | 950 | 金武ダム(再開発) | 億首川 | 2014 | 5360 |

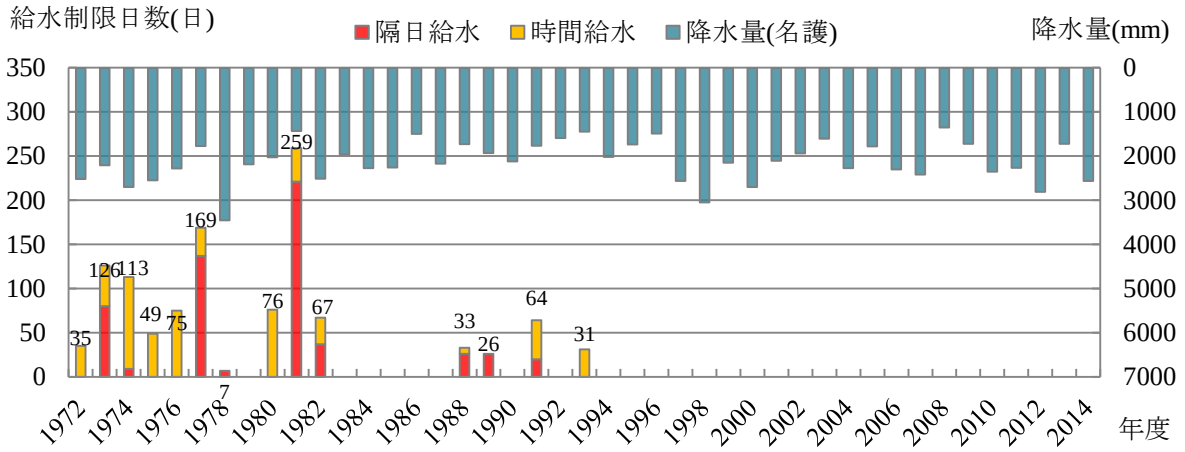



**図-1**　給水水制限履歴と年間降水量

## ２．自然再生優先度の高い河川

### (1) 対象地域の河川の特徴

本研究の対象河川と取水のための河川横断構造物を**図-2**，2013 年度の取水河川の日平均取水量を**表-2** に示す．なお，これらの河川横断構造物は，沖縄島に生息する魚類の約 8 割を占める回遊性魚類の遡上障害になっていること，止水域を好む外来種にとって生息しやすい環境を形成していることが指摘されている [2),3)]．

### (2) 地形・地質による河川類型化

著者ら [1)] と同じ変数，手法により類型化を行った．なお，変数は河川の姿を表す変数として経年変化が少ないと考えられる流域面積，河川延長，標高差，河川縦断形状，国頭マージ，島尻マージを用い，類型化の手法は主成分分析より独立な変数に集約し，固有値 1 以上の主成分得点を用いてクラスター分析を用いた．その結果，**図-3** に示す 4 つのグループに分類され，各グループの特性を示した**表-3** より，グループ 1 は標高差が小さく比較的緩やかな島尻マージ土壌の河川，グループ 2 は河川規模が大きく一定勾配の河川，グループ 3 は上流が急勾配な小規模河川，グループ 4 は下流が急勾配な国頭マージ土壌の極めて小規模な河川という相対的な特徴を有しているといえる．

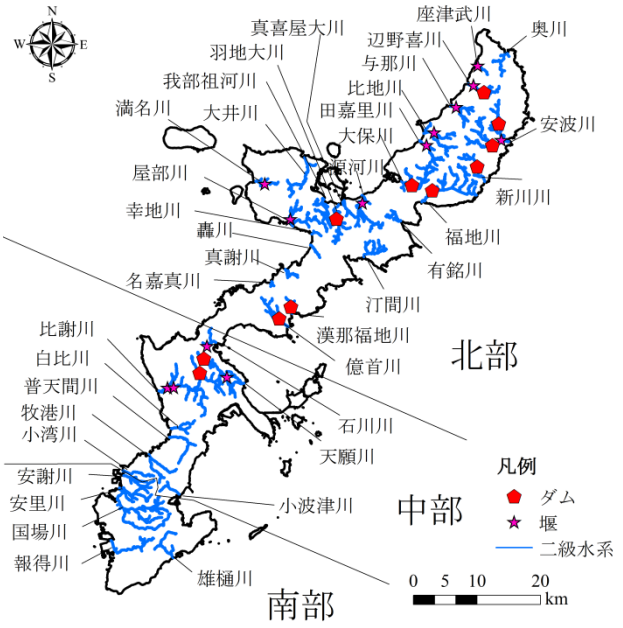



**図-2**　本研究対象河川

**表-2**　2013年度における取水河川(二級河川)の日平均取水量

| 取水河川名 | 日平均取水量 (千m³) | 取水河川名 | 日平均取水量 (千m³) |
|---|---|---|---|
| 比謝川 | 18.12 | 満名川 | 3.87 |
| 源河川 | 9.29 | 田嘉里川 | 3.26 |
| 川崎川 | 6.05 | 座津武川 | 2.81 |
| 比地川 | 5.67 | 西屋部川 | 1.75 |
| 辺野喜川 | 3.88 | 我部祖河川 | 0.00 |
| 与那川 | 3.87 | | |

キーワード　自然再生　取水堰　給水制限
連絡先　〒903-0213　西原町千原 1 番地　琉球大学理工学研究科　E-mail：　k148476@eve.u-ryukyu.ac.jp

### (3) 水質による類型化

物質量として評価可能な DO（溶存酸素），濁度を現地測定し，T-N（総窒素），T-P（総リン）を標準化し，クラスター分析を用いて河川の類型化を行った．この結果，**図-3** に示す 2 つに類型化された．各水質項目の平均値，括弧内に標準偏差を**表-4** に示す．これより，水質Ⅰは水質Ⅱに比べて DO が小さく，濁度・TN・TP が大きいことから，相対的に水質Ⅰは水質の悪いグループであり，水質Ⅱは水質の良いグループである

### (4) 自然再生優先度が高い河川

地形・地質の類型化と水質による類型化のそれぞれに対する在来･外来魚種について**表-5**に示す．この結果，類似した水質においては，勾配が大きいグループ3とグループ4の河川で外来種が生息しにくい環境であることも明らかになった．このことより勾配の大きいグループ3，グループ4かつ水質が良いグループの河川が自然再生優先度の高い河川とする．

## ３．給水制限を考慮した取水堰撤去の検討

### (1) 沖縄島の水事情

沖縄島は1994年以降，給水制限が起こっていないが，2002年と2004年には給水制限が決定されている．これらの時は，実施直前の降雨により回避されたが，少雨の年に給水制限の可能性があることが明らかになった.ただ当時よりも ダムの総利水容量が大きくなっていることから自然再生のために取水堰撤去を考えることは有意義であると考えられる．

### (2) 少雨年に河川からの取水をやめた場合の評価

現在の水資源施設・水使用量において，過去の少雨年である 1996 年, 給水制限の可能性があった 2002 年， 2004 年，2008 年のような雨の降り方になった際に，河川取水をやめることで給水制限が起こるか検証する．なお，ダムの運用は最適化した状態を想定する．過去になかったダムの初期貯水量は，当時の全ダムの貯水率の平均値に利水容量を乗じたものとし，流入量は式(1)より推定する．

**表-3**　地形・地質情報による類型別平均値

| | グループ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 流域面積 ($km^2$) | 11.2 | 36.6 | 11.8 | 8.7 |
| 河川縦断形状 | 0.28 | 0.15 | 0.42 | -0.14 |
| 河川延長(m) | 5831.9 | 12056.2 | 5819.9 | 4780.8 |
| 標高差 (m) | 62.1 | 111.8 | 143.2 | 95.4 |
| 島尻マージ (%) | 21.7 | 15.0 | 0.3 | 1.6 |
| 国頭マージ (%) | 14.3 | 53.1 | 68.9 | 75.1 |

**表-4**　類型別河川水質の平均値と標準偏差

| | 水質Ⅰ | 水質Ⅱ |
|---|---|---|
| DO(mg/L) | 6.99　(2.60) | 8.53　(1.81) |
| 濁度 (mg/L) | 5.05　(6.46) | 0.37　(1.14) |
| T-N (mg/L) | 2.04　(1.01) | 0.64　(0.74) |
| T-P (mg/L) | 0.20　(0.15) | 0.01　(0.02) |

**表-5**　各類型化と出現魚類平均種数の関係

| 水質 / 地形 | 水質Ⅰ | | 水質Ⅱ | |
|---|---|---|---|---|
| | 外来 | 在来 | 外来 | 在来 |
| 1 | 4.8 | 4.6 | 3.8 | 9.3 |
| 2 | 10.0 | 4.0 | 4.8 | 8.2 |
| 3 | 4.0 | 5.5 | 2.6 | 11.2 |
| 4 | 4.0 | 1.0 | 1.6 | 5.9 |

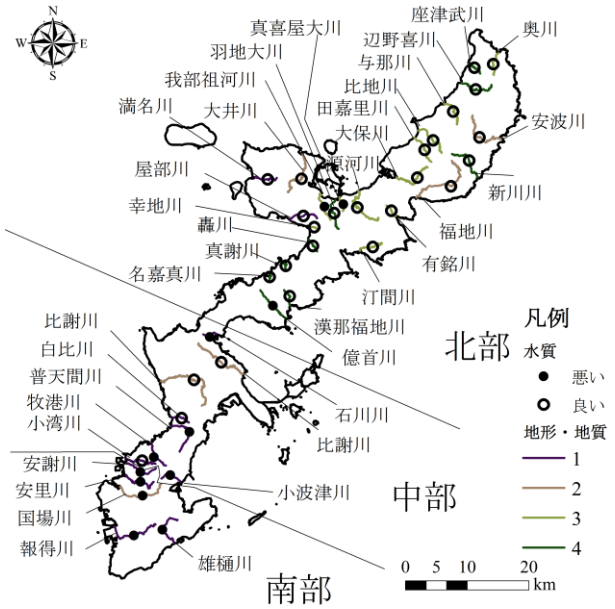



**図-3**　地形・地質と水質による河川類型化

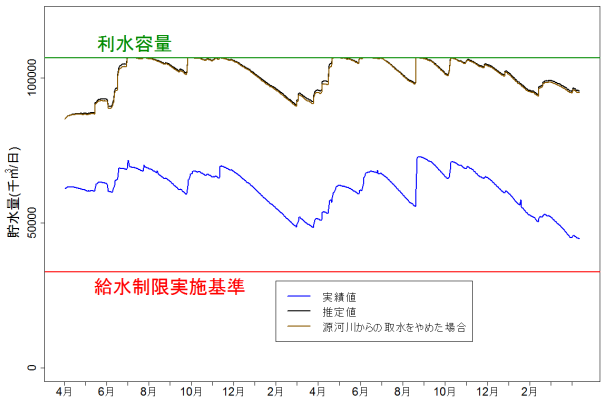



図-4　1996年の降水量を想定したダム貯水率

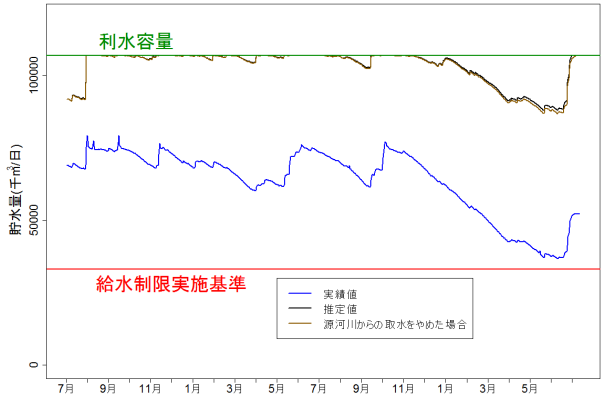



図-5　2002年の降水量を想定したダム貯水率

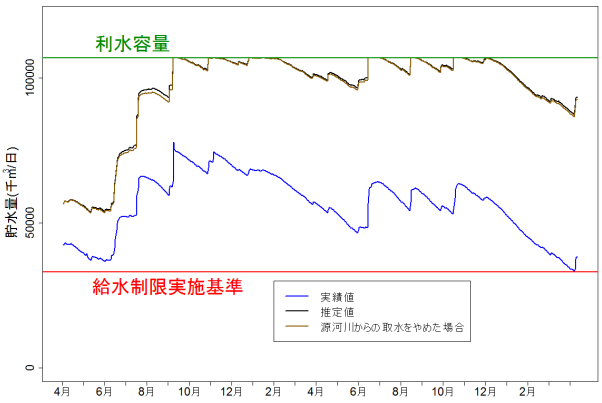



図-6　2004年の降水量を想定したダム貯水率

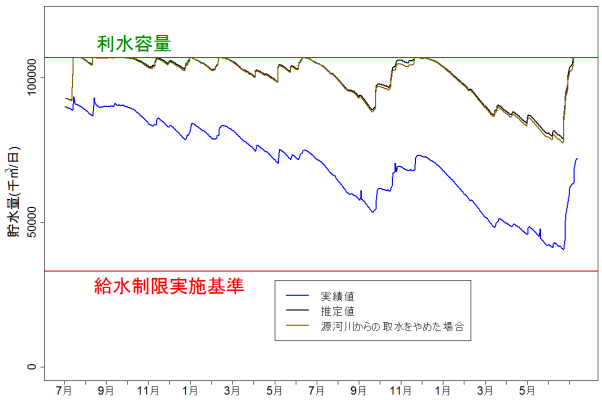



図-7　2008年の降水量を想定したダム貯水率

この推定方法を用いた時の，羽地ダムの最近の 1 年間の実績値と推定値の相関は0.89 と高いことから，この推定方法を用いる．なお，取水をやめる河川は，自然再生優先度が高い河川の中で一番取水量が多い源河川とした．その結果を図-4 から図-7 に示す．

$$Q_e = Q_i \times A_e / A_i \quad (1)$$

*Qe*:流入量推定値，*Qi*:最寄ダムの実績流入量，*Ae*:ダムの集水面積，*Ai*:最寄ダムの集水面積

この結果より，源河川から取水をやめても給水制限が起こらないことが明らかになった．このことより自然再生事業のために，優先度の高い河川の一つから取水をやめることは可能であると考えられる．

## 4．おわりに

沖縄島二級河川を対象として，自然再生優先度の高い河川を明らかにし，それらの河川の取水をやめることが可能であるかを考察した．その結果，自然再生優先度の高い河川は，河床勾配が大きいという特徴をもった河川であることが明らかになった．そして，現在の水資源施設・水資源使用量において，過去の少雨年のような雨の降り方になった際に，自然再生優先度の高い河川から取水をやめることで給水制限が起こるかを検証した結果，自然再生優先度が高い河川の中で取水量が最も多い源河川から取水をやめても給水制限が起こらないことが明らかになった．そのため自然再生優先度が高いとされた河川において，自然再生事業のために取水堰撤去をすることは可能だと考えられる．

## 参考文献

1) 辻本真希，神谷大介，赤松良久，宮良工，乾隆諦：沖縄島二級河川の自然再生計画における目標設定のための河川類型化と課題に関する考察，地球環境研究論文集，pp.61-66，2015.
2) 西田睦・鹿谷法一・諸喜田茂充編著：琉球列島の陸水生物，東海大学出版会，pp.33-41，2003.
3) 池原貞雄，諸喜田茂充（編著）：リュウキュウアユの清流―リュウキュウアユが住める川を未来へ，沖縄出版，pp.1-229，1994.

# SITとしてのインフラツーリズムと観光事業に関する基礎的考察

沖縄会会員　名桜大学国際学群観光産業専攻　大谷健太郎

## 1. はじめに

多様化する観光欲求や個人の趣味などを背景として、従来から行われてきた社会資本（インフラ）を対象とする観光事業の取り組みが推進されつつあるが、観光事業および観光行動において使用される概念や語句、観光政策としての捉え方があいまいであり、ツーリズムとしての分類や特徴、強みなどを整理する必要があるだろう。個人の趣味や特定の目的を持つ観光をスペシャル・インタレスト・ツーリズム（SIT）と総称するが、Smith, etc.（2011）の定義である「特別な関心にもとづくツーリズム」から捉えるとインフラツーリズムもSITの範疇であることが示唆される。また、観光の消費者となる観光者の視点であるSITの枠組みの中でインフラを捉えることに加え、地域の観光事業としての側面も重要な要素である。

本稿ではインフラツーリズムを SIT として捉え、その第一段階として、基礎概念の整理やインフラツーリズムを観光事業として展開する際の特徴や課題などを考察する。

## 2. 近年のインフラツーリズムをめぐる取組み

「インフラを地域固有の観光資源」として捉え、国土交通省の取組みをはじめ、各地で有料のツアーが運営されるなど動きが盛んになっている。安倍晋三内閣総理大臣を主宰とする観光立国推進閣僚会議が策定した「観光立国実現に向けたアクション・プログラム 2015」においては、「世界に通用する地域資源の磨きあげ」として「インフラツーリズムの推進」が掲げられている。アクション・プログラム 2014 においても「観光地ビジネス創出の総合支援事業」の一環としてダムや土木技術などを観光資源として活用する支援が行われた。インフラツーリズムに関する国や地域の取り組みの要点を端的にまとめると、従来の工場や施設見学をツアー化し、地域の魅力を商品化するとともにビジネスの創出、誘客による周辺地域への波及効果などを狙ったツーリズムの推進である。アクション・プログラム 2015 には、ダムとその周辺地域の自然環境、長大橋、砂防設備、高度な技術である下水道、土木技術を観光資源として活用し、旅行会社との連携で旅行商品化を図っていくことが明記されている。

また、沖縄県では、観光振興に貢献するインフラ整備という観点から、地域観光を支える基盤としての役割に加えてインフラ自体が観光資源であることを明確に位置付けている。尾澤（2014）は、空港や道路など交通網の整備や防災などの機能と、公園や人工ビーチ、エコツアーを含むダムの活用など観光対象としてのインフラに関する提言を行い、観光地における総合的で不可欠な役割を明示した。

従来から観光客、とくに外国人観光客にとって新幹線をはじめとする交通機関や橋梁、ダムは魅力的な「観光対象」であった。個人の趣味や興味において、交通機関や橋梁、ダムなど通常は体験することができない場所へのツアーは魅力的なものであり、マニアと呼ばれる趣味の範疇に含まれるものと考えられる。産業遺産や交通インフラはインダストリアルツーリズム、または産業観光という分類が定着しており、近年は観光の対象によって呼称も複雑化、多様化している。ただ、産業観光を例に挙げても現代の産業なのか、遺産としての過去の産業なのか、社会基盤としての遺産なのか、その定義もまた多岐にわたっており、インフラツーリズムに関連する諸概念を整理する必要があるといえるであろう。

## 3. インフラツーリズムに関連する諸概念

### 3-1　事象としてのインフラツーリズム

観光立国推進閣僚会議（2015）における取組みを概観すると、ダムや橋、土木技術を観光資源としたツーリズムの形態をインフラツーリズムと総称していると思われる。しかし、ツーリズムの形態に関しては、観光を事象として捉える観光社会学や文化人類学、観光人類学分野での解説、研究が盛んであるが、インフラツーリズムの事象についての研究は少ないといえるであろう。事象の研究では、例えば大橋他編（2011）や山下（2011）、Smith, etc.（2011）

キーワード：インフラツーリズム、スペシャル・インタレスト・ツーリズム、ニッチ、観光事業
連　絡　先：〒905 - 8585　沖縄県名護市為又 1220 - 1　E-Mail：otani@meio-u.ac.jp

などをあげることができ、特に大橋他編（2011）の研究は、観光の様相、観光の新たな事物、事象といった観光社会学の観点からアニメツーリズム、アートツーリズム、ダークツーリズムなどを取り上げている。

ここでは、インフラツーリズムを一つの観光形態として捉え、関連する基礎概念を概観していきたい。周知の通り、観光とツーリズムの概念に関しては多くの研究が存在するが、一般的な概念として溝尾（2008）は観光基礎概念研究会の見解をもとに、「移動ありのレジャーとビジネス目的」をツーリズムの総称としている。ただ、小谷（1994）や長谷編（1997）をもとに簡潔に「観光」を表現すると、観光はそのなかでも、移動と宿泊を伴い、非日常生活圏での楽しみを目的とした旅行とすることができるであろう。

### 3-2 SIT としてのインフラツーリズム

Smith, etc.（2011）によると、ツーリズムの類型と概念は学問的な分野に関わり、多様な市場区分の種類によって類型化およびパッケージ化されるなど、時に意味や定義を考えることが困難であると述べている。ここでは、ある程度推論の域ではあるが、ツーリズムの類型からインフラツーリズムに関連すると思われるツーリズムの概念を列挙する（表 1）。

**表 1　インフラツーリズムに関連すると思われる概念**

| | | |
|---|---|---|
| SIT | オンサイト | シビルテクノ |
| コンテンツ | ニッチ | オルタナティブ |
| エデュケーショナル | インダストリアル | ニューツーリズム |

出所：筆者作成

フード、ヘリテージ、スポーツ、アートなど、個人の趣味や興味を対象としたツーリズムは無数に存在しており、「新しい観光」という意味ではニューツーリズムという概念でも括ることができるが、Smith, etc.（2011）によると、これらのツーリズムは一般的にSITの概念をもとに分類できるとしている。オンサイトツーリズムは平野（2008）によって提唱され、明確な意図とテーマを持って現地を訪れ実物に触れて体験し、学びや楽しみを目的とした幅広いツーリズムの概念である。その意味では、学びが第一目的となるエデュケーショナルツーリズムの概念も包含している。

インダストリアルツーリズムは産業としての工場や施設、技術を対象とした観光であり、対象が産業遺産の場合はヘリテージツーリズムにもなり得る。シビルテクノツーリズムも平野（2008）に詳しいが、土木施設や社会資本を対象とした観光であり、「市民の社会科見学」と称しているようにインフラツーリズムの表現に近似した概念であろう。また、コンテンツツーリズムは、以前は観光の対象としてみなされなかったものが「観光対象」となるケースで『工場やジャンクションなどの人工物を、その本来の意味や機能、文脈から切り離して愛でる態度は代表的だ。』（岡本（2015）、p12）と記述されている。寺岡（2011）においても、鉄道の新たな役割や意味を取り上げ『鉄道自体の観光アトラクション化』として意味の変容を表現している。また、楽しさを引き出す対象であれば「コンテンツツーリズム」研究の範疇となると述べられていることから、アニメや映画、文学作品を主題としつつも、広義ではSITの概念に含まれると考えられる。

ニッチツーリズムは、Novelli（2005）に詳しいが、ニッチという語句から捉えるとマーケティング分野、消費者の観点から捉えた概念となる。ただ、ニッチツーリズムのアプローチは地域を対象とするもの、特定の観光者の欲求に応える施設や活動、アメニティなどの生産に着目したもの、そして消費者観点からのマーケティングアプローチとなる。詳しくは後述するが、特定の欲求を持ったニッチ商品の消費と捉えれば、Smith, etc.（2011）もいうようにSITの同義語となり、ニッチツーリズムは関心の対象が観光の第一の動機、目的である場合という条件が加わることになる。

### 3-3 オルタナティブツーリズムと観光事業

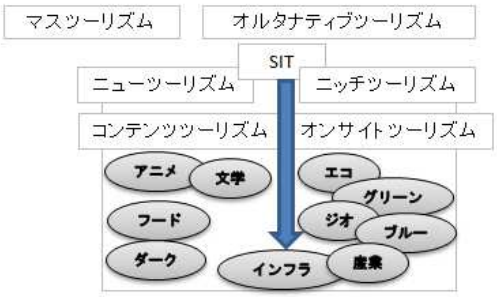
大衆観光と訳されるマスツーリズムは観光の大衆化と、観光開発や大量消費にともなう弊害という功罪を持つ。近年、画一化、均質化、大量消費の観光に対して持続可能な観光が提唱され、マスツーリズムに対する観光の考え方が提唱された。海津（2011）によると、旅のスタイルのバリエーションが多様化し、個人の特定のニーズに合わせて企画されたスペシャル・インタレスト・ツーリズム（SIT）や施設や装置に頼らないソフトツーリズムのように、マスツーリズムに比べて環境への負荷が少なく質の良い

ものをオルタナティブツーリズムとしている。その意味で「非マスツーリズム」という概念が生まれたが、観光事業はやはり「事業の成立」という観点からマスツーリズムを志向することが多い。小谷（1994）は、観光事業とは『観光の効用を高めて諸効果を得るための活動』と述べているように、観光が生み出す諸効果を地域で共有していく活動の一部にマスツーリズムの側面が含まれているといえるであろう。

観光対象は、観光の効果を生み出す源泉となる観光資源と異なり、観光者の主観的評価によって価値を見出される対象であり、無数に存在している（溝尾（2008））。インフラツーリズムの対象が本来の観光対象や施設ではないのであれば、観光者を支援する基盤で関与するとしても広義にはオルタナティブツーリズムの範疇にあり、インフラツーリズムは多様化する観光のスタイルに対応し、観光のために作られた施設や装置ではないものを対象としたツーリズムであると解釈できるのではないだろうか。

簡略的ではあるが、ここまでの整理としてインフラツーリズムの関連概念を図１に示す。

**図１インフラツーリズム概念の整理**




出所：筆者作成

## 4. インフラツーリズムの戦略的課題

これまで、インフラツーリズムに関連する諸概念およびそれ自体の概念を概観してきたが、関連する諸概念を使用してインフラツーリズムの簡易的な分類を試みる。その後、事業化、商品化を踏まえた課題を考察し、インフラツーリズムを国および地方が推進する場合の戦略的課題を検討する。

インフラツーリズムが広義のオルタナティブツーリズムに関与するのであれば、一部にマスツーリズムの要素が含まれる観光振興を大きな目的とした観光事業が成立するのであろうか。観光が地域振興を目的としている以上は観光の効果を地域で共有しなければならないが、インフラツーリズムには大きく分けて３つの考え方が存在するであろう。

一つ目には、個人の趣味による一つの事象として観光事業を展開しない考え方、二つ目に、それ自体で大きな誘客が見込める従来の観光事業型、三つ目にはSITとして地域における観光メニューの一つとなるニッチツーリズム型の考え方である。インフラツーリズムは個人の趣味、欲求を満たすことが主目的であるSITであるが、地域を訪れる消費者という観点から、従来の観光事業型はオルタナティブの概念と相反することから除外し、ここではニッチツーリズム型の特徴を踏まえた考え方について考察する。

観光資源が豊富な地域で、ある程度成熟した観光地であれば、新たな観光メニューの一つとしてニッチツーリズムが成立する可能性がある。Harkin（2011）は主流文化、大衆文化の中で細分化された市場でのニッチに対する企業戦略のあり方を考察している。山田（2015）は混同されるニッチと差別化の概念の差異を整理し、ニッチは小さい市場の小さい売上ではなく、市場におけるリーダーからパイを奪うのではなく限られた市場から利益を上げていく戦略であると述べている。すなわち、観光マーケティングではテーマパークや商業施設などの大規模観光施設での誘客とSITとしてのニッチ戦略を明確に区別する必要があることを示唆している。

アトキンソン（2015）が「珍しいものは、たいした収入にならない」と述べているように、珍しいものをSITに範疇に含めるのならば、観光消費と観光収入を第一義とした観光事業、観光地づくりの考え方ではニッチ戦略にはならない。アトキンソン（2015）では自動販売機やマンホールなどを事例としているが、みる、または写真を撮るだけ、触れて体験する､体験して学ぶだけでは｢お金にならない」という主張である。

観光地全体としての収入を鑑みれば当然の捉え方ではあるが、ここで重要な観点は費用対効果、費用便益分析の考え方である。すなわち、成熟した観光地においてのニッチツーリズムは、ときとして費用対効果の観点からは望ましくない場合もあり、政府や自治体が取組む観光事業としては資金をあまり投入しない方が望ましいということにもなる。あくまで観光メニューの一つとして、事業者からすると僅かな費用で商品化できるのであれば十分ニッチ商品としての市場性は望めるであろう。ニッチ、とくに

本質を求めるスペシャル・インタレスト・ツーリストの特質を明確に踏まえた上で、地域との繋がり、地域効果への期待という観点から商品化、パッケージ化を支援すればよいのである。

## 5. おわりにーインフラツーリズムと観光事業ー

オルタナティブツーリズムとして捉えるインフラツーリズムにおいて、従来の観光事業型による振興で一部マスツーリズム化すると大衆に広まり一般化してしまうので､個人の趣味､好みを基盤とするSITでは、個人の「楽しみ」と「優越感」が失われる可能性があるのではないだろうか。その課題に対しては、たとえばインフラツーリズムの対象であるダムならば宮島（2011）に詳しいが、それ自体の魅力に惹かれた「ダムファン」、湖面や周辺環境などを活用したインフラツーリズムとエコツーリズムの融合性、学習効果、周辺地域への波及という観点からニッチ商品としてマーケティングを行えばよいのである。

観光事業としてのインフラツーリズムの戦略を整理すると表2のようになる。

**表2　ニッチとしての観光事業とSITとしてのインフラツーリズム**

| | |
|---|---|
| 1 | 一つの観光メニューとしてのニッチツーリズムを推進するため、観光商品化に取り組む地域や旅行会社への支援、情報発信の支援 |
| 2 | 地域におけるインフラツーリズムの対象をめぐることができる観光ルートの創出 |
| 3 | コレクター性や経験的消費性を利用した商品づくり（旅行実施後の土産、収集物など） |

出所：筆者作成

1に関しては現在の政府の政策に合致するが、本稿で整理したようにニッチツーリズムにおける戦略が重要になる。2に関しては、大きな誘客は望めずとも質の高い観光というオルタナティブツーリズムの考え方から、量ではない質を重視した周辺地域への波及効果を得るための戦略となる。もちろん、インフラツーリズムの対象が所在する地域に立寄った観光客を呼び込むといった量的な戦略も重要である。3に関しては、本稿では言及できなかったが、観光では経験や消費に感動を得る、または参加した証拠として証明書や記録を残すことも重要である。例えばダムカレーやダムカード、沖縄観光インフラカードが適合すると思われる。インフラカードは、カードを集めるという収集型であれば2のルート創出と地域にも効果的であろうし､「ただ､ついでに立寄った際の記念」から興味が深まる普及型として、無料ではあるが関連する「商品」になり得るのではないだろうか。

主目的となるSITとして、観光地のメニュー多様化を狙う観光事業を推進する場合は適度に「マニアック感」を残すことによって高い満足度につながる。地域における展望としては、SITとしてのニーズを満たしつつ、新たな観光メニューを展開することで観光客の一つの魅力になり得るであろう。

今後は、インフラツーリズムの対象と概念をより詳細に分析し、方法論としての地域における観光事業の理論まで高めたい。


## 謝辞

沖縄県におけるインフラツーリズムに関する研究のきっかけを与えて頂いた尾澤卓思土木学会西部支部沖縄会会長、内閣府沖縄総合事務局宮城様、東京学芸大学の吉冨友恭先生と正木賢一先生に、この場を借りて感謝を申し上げます。


## 引用文献


アトキンソン（2015）『新・観光立国論』東洋経済新報社

Harkin, J.（2011）*Niche: Why the Market No Longer Favours the Mainstream*.（花塚恵訳『ニッチ-新しい市場の生態系にどう適応するのか』東洋経済新報社、2013）

長谷政弘編著（1997）『観光学辞典』同文館

平野勇（2008）『ジオパーク - 地質遺産の活用・オンサイトツーリズムによる地域づくり - 』オーム社

海津ゆりえ（2011）「オルタナティブツーリズムー新しい時代の観光」、山下晋司編『観光学キーワード』、pp116-117、有斐閣

国土交通省観光庁編（2015）『平成27年版観光白書』

小谷達男（1994）『観光事業論』学文社

宮島咲（2011）『ダムマニア』オーム社

溝尾良隆（2001）『観光学ー基本と実践ー』古今書院

Novelli, M. ed.（2005）*niche tourism*, Routledge

大橋昭一・橋本和也・遠藤英樹・神田孝治編（2011）『観光ガイドブックー新しい知的領野への旅立ちー』ナカニシヤ出版

岡本健編著（2015）『コンテンツツーリズム研究ー情報社会の観光行動と地域振興ー』福村出版

尾澤卓思（2014）「沖縄における観光客1000万人時代のインフラ整備」『土木施工』Vol.55、No.11、pp14-19

Smith, M., Macleod, N. and Robertson, M.（2011）*KEY CONCEPTS IN TOURIST STUDIES*, Sage.（小槻文洋、原一樹、伊多波宗周、高根沢均、田中祥司、澤山明宏、戴智軻、河本大地訳『観光研究のキーコンセプト』現代図書、2014）

寺岡伸悟（2011）「鉄道」、大橋他編（2011）『観光ガイドブックー新しい知的領野への旅立ちー』第Ⅴ部、観光のアイテム・資源、pp.226-229

山田英夫（2015）『競争しない競争戦略-消耗戦から脱する3つの選択-』日本経済新聞出版社

# 地域防災計画の見直しにおける事前危険度評価の取り組み

中央建設コンサルタント　正会員　○山中　亮、正会員　宮國　敏秋、嘉数　勇也
琉球大学　正会員　神谷　大介
琉球大学大学院　学生会員　峰　翔太

## １．はじめに

我が国の防災計画は，国レベルの総合的かつ長期的な計画である防災基本計画と，地方レベルでの都道府県及び市町村の地域防災計画があり，それぞれのレベルで防災活動が実施されている．しかしながら，東日本大震災において，自助・共助及び公助がうまくかみあわないと大規模広域災害後の災害対策がうまく働かないことが強く認識されたところである[1)]．

その教訓を踏まえて，平成 25 年の災害対策基本法改正では，前述した防災体系の中に，地域コミュニティにおける共助の推進のために「地区防災計画制度」が新たに創設された．この制度の目的は，市町村地域防災計画と地区防災計画とが連携して，共助の強化により地区の防災力を向上させることとされている[1)]．

また，室崎（2005）[2)]では，しくみづくりでは防災都市のビジョンや戦略を指し示す防災計画の策定が欠かせない．いうまでもなく，行政レベルでの地域防災計画の充実をはかることが欠かせないが，市民も参加した形でのコミュニティレベルでの防災計画づくりを推奨したい．その中で，非常時の高齢者等に対する支援の具体化をはかる，日常の防災まちづくりの協議をみんなで進める，地域の NPO や企業などとのつながりを築く，といったとりくみが期待されると述べている．

以上の認識の下，沖縄県の中でも例年発生する台風や，想定される津波に対して非常に脆弱な地域であること，沖縄本島のへき地にあり人口増加が進む沖縄の中でも人口減少傾向にある国頭村を対象として，地域防災計画の見直しや地区（コミュニティ）防災計画の円滑な実施を行うため，事前危険度評価を試みた．

事前危険度評価災害では，現行の地域防災計画の課題抽出及び集落別の地域診断を行った．前者については，へき地や過疎地域に適した地域防災計画の在り方を検討し，これと現行の地域防災計画を比較することにより現状の課題を明らかにした．後者については，津波避難困難地域及び風水害（土砂災害）避難困難集落等の地域診断を行い，災害弱地域の明確化を図った．本稿ではコミュニティ防災支援を意図した集落の課題抽出について述べる．特に，過疎地域での適用可能性に鑑み，新たな被害想定を行うのではなく，既存資料の活用と現地調査による地域診断を行うこととする．

## ２．対象地域の概要

対象地域である国頭村は，図-1 に示すように，沖縄本島の最北端に位置し，県都那覇市から直線距離で約 100km の場所に位置している．人口が増加傾向にある沖縄において,村の人口は約5,000人であり，減少傾向にある．また，過疎化・高齢化が進行している地域でもある．居住地域は図-2 に示すように，役場がある辺土名地区に人口が集中し，その他の集落は小さな河川の河口域に位置し，海岸沿いの国道 58 号，県道 70 号線沿線に点在している．

国頭村の代表的な災害は，台風による風水害があげられる．沿岸部を中心に被災しており，越波などに伴う通行止めが毎年のように発生している．沖縄県の想定[3)]では，沖縄県に来襲する台風の特徴をもとに，大きな被害をもたらす恐れのある台風の経路及び中心気圧（最低中心気圧 870hPa）を想定し，波浪と高潮による浸水区域を予測している．しかし，国頭村では河川氾濫の想定は行われていない．また，図-3 に示すように大雨による土砂災害の危険性も高く，急傾斜地や地すべり危険箇所の崩壊による家屋の被災や道路ネットワークの寸断が想定されている．

キーワード　地域防災計画，地区防災計画，リスクアセスメント，業務継続計画，ワークショップ
連絡先　〒901-2126　沖縄県浦添市宮城 5 丁目 12 番 11 号　（株）中央建設コンサルタント　E-mail yamanaka@cyuo.co.jp




**図-1**　対象地域の位置図

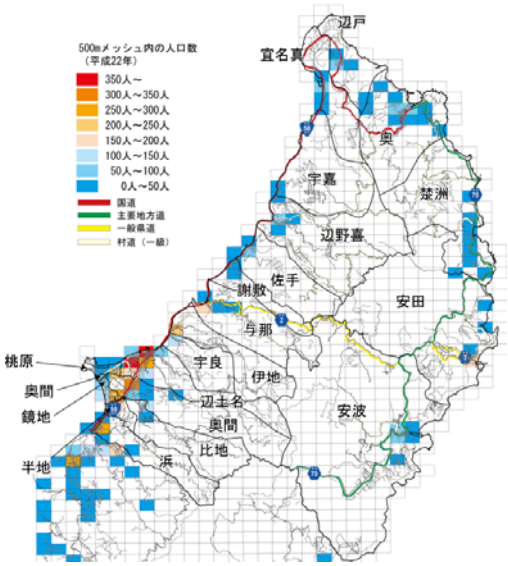
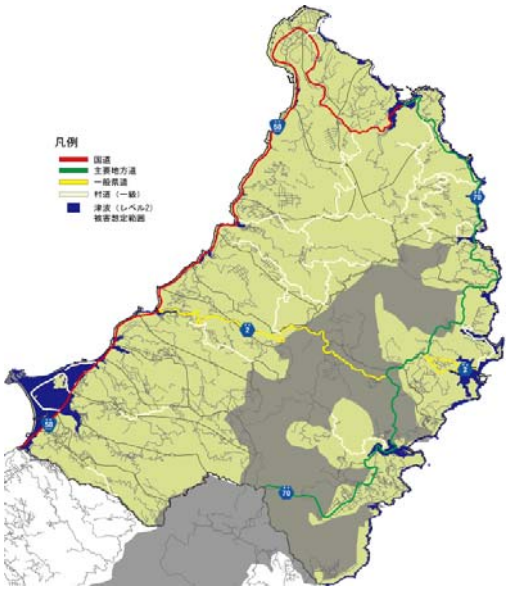



**図-2**　人口の分布及び幹線道路網



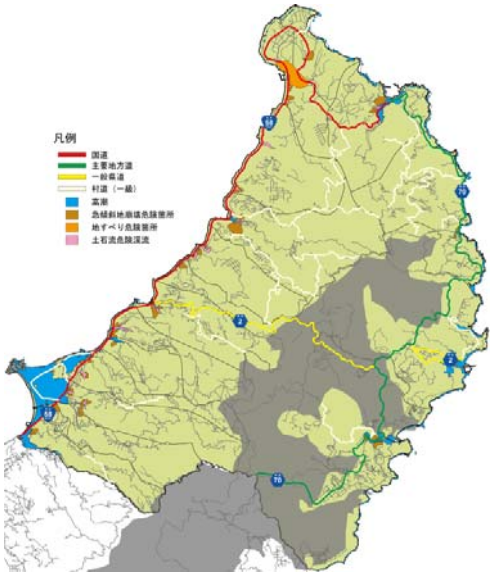




**図-3**　風水害の被害想定

| 代表地点 | 沿岸の最大水位（m） | 最大遡上高（m） | 影響開始時間（分） | 津波到達時間（分） |
|---|---|---|---|---|
| 奥 | 11.4 | 12.7 | 12 | 16 |
| 安田 | 28.7 | 31.7 | 12 | 14 |
| 辺土名 | 8.8 | 11.0 | 11 | 26 |
| 辺野喜 | 5.5 | 6.2 | 18 | 20 |

**図-4**　津波（レベル2）浸水想定範囲

**表-1**　ハザードの組合わせ

| 災害の種類 | ハザードの組合せ | 整理評価事項 |
|---|---|---|
| 風水害 | 高潮+土砂災害 | ・公的施設の安全性（標高含む）<br>・集落間の移動<br>・主な避難経路<br>・避難困難エリア（健常者，歩行困難者）<br>・海岸部施設（漁港等）の安全性 |
| 地震・津波 | 津波（レベル1，レベル2）+急傾斜地+液状化 | |
| | 急傾斜地+液状化 | |

大きな津波被害の履歴は存在しないが，沖縄県の想定[3)4)]によると図-4 に示すように，沖縄県で起こりうる最大クラスの地震を想定し，マグニチュード 7.8～9.0 の地震が近海で発生した場合の浸水想定を行っている．これより，国頭村の集落の大半が被災し，幹線道路が冠水し道路ネットワークが寸断されることが想定されている．津波第一波到達時間は，東海岸と西海岸部で大きく異なるが，最も到達時間が短い箇所は安田の 14 分となり，最大遡上高も 31.7m が予測されている．

表-2　風水害における各集落の避難箇所評価

| 地区 | | 台風に対して安全な公共の収容避難施設が有る | 台風以外の風水害に対し安全な公共の収容避難施設が有る | 民家等の活用が必要 |
|---|---|---|---|---|
| 辺土名地域 | 浜 | | | ○ |
| | 半地 | | | ○ |
| | 比地 | ○ | ○ | |
| | 鏡地 | | ○ | |
| | 奥間 | | ○ | |
| | 桃原 | | ○ | |
| | 辺土名 | ○ | ○ | |
| | 宇良 | | | ○ |
| | 伊地 | | ○ | |
| | 与那 | | | ○ |
| 西部地域 | 謝敷 | | | ○ |
| | 佐手 | | | ○ |
| | 辺野喜 | ○ | ○ | |
| | 宇嘉 | | | ○ |
| | 宜名真 | | | ○ |
| | 辺戸 | | | ○ |
| 東部地域 | 奥 | | ○ | |
| | 楚洲 | | | ○ |
| | 安田 | ○ | ○ | |
| | 安波 | ○ | ○ | |
| 合計 | | 5 | 10 | 10 |

表-3　地震・津波における各集落の評価

| 地区 | | 直下型(液状化・急傾斜地)に対して安全な公共の収容避難施設が有る | 津波に対して安全な公共の収容避難施設が有る | 津波避難困難エリア | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 健常者 | 歩行困難者 |
| 辺土名地域 | 浜 | | | ○ | |
| | 半地 | | | ○ | |
| | 比地 | | | ○ | ○ |
| | 鏡地 | | | | |
| | 奥間 | ○ | ○ | | ○ |
| | 桃原 | | | | |
| | 辺土名 | ○ | ○ | | |
| | 宇良 | | | ○ | |
| | 伊地 | | | ○ | |
| | 与那 | | ○ | ○ | |
| 西部地域 | 謝敷 | | | ○ | |
| | 佐手 | ○ | | ○ | |
| | 辺野喜 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 宇嘉 | | | ○ | ○ |
| | 宜名真 | ○ | ○ | ○ | |
| | 辺戸 | | ○ | ○ | ○ |
| 東部地域 | 奥 | ○ | | ○ | |
| | 楚洲 | ○ | | ○ | |
| | 安田 | ○ | | | |
| | 安波 | ○ | | | |
| 合計 | | 9 | 6 | 14 | 5 |

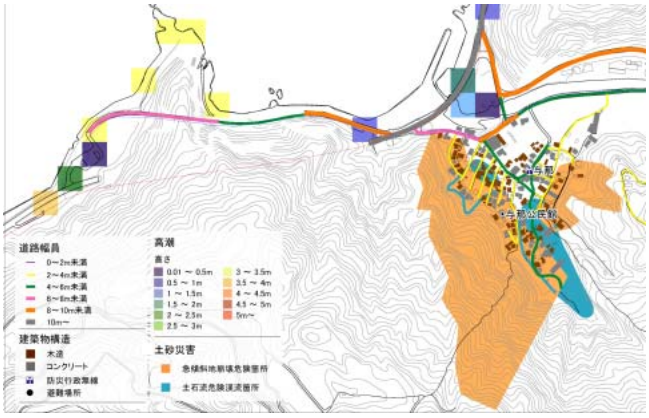


図-5　風水害被害想定（与那地区）



図-6　地震・津波被害想定（安田地区）

## 3．災害想定と現地社会調査による事前危険度評価

### (1) 災害想定

#### a)　概要

国頭村に点在する 20 の集落を対象に，考えられるハザードの組合せに対して，表-1 に示す事項を整理し，概略の危険度評価を実施した．なお，本取組では，予算的な制約により，新たな外力評価は実施しないことを前提に事前危険度評価を実施した．

#### b)　風水害

風水害に対して，各集落の避難箇所を評価した結果，表-2 に示すよう，台風時にも安全な公共収容避難施設（学校，公民館等）を有する集落は 20 集落中 5 集落となった．これ以外の集落については，集落外の避難が適切であると考えられる．局地的な大雨等の台風以外の風水害，つまり高潮を想定しない場合に安全な公共収容避難施設を有する集落は，20 集落中 10 集落となった．これ以外の 10 集落については，安全性が高い避難所となる公共施設の選定が困難であり，民家等の活用も含め，地域で相対的に安全な場所を探す必要がある．被害想定評価の例を図-5 に示しておく．

#### c)　地震・津波

地震・津波に対して，各集落の避難箇所及び津波避難困難エリアを評価した結果，表-3 に示すよう，直下型の地震に対して安全な公共収容避難施設を有する集落は 20 集落中 9 集落となった．津波に対して安全な公共収容避難施設を有する集落は，20 集落中 6 集落となった．また，想定される津波到達時間内に，

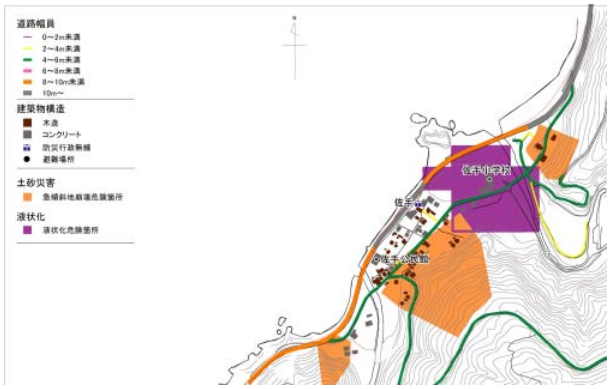



**図-7**　直下型（液状化等）被害想定（佐手地区）

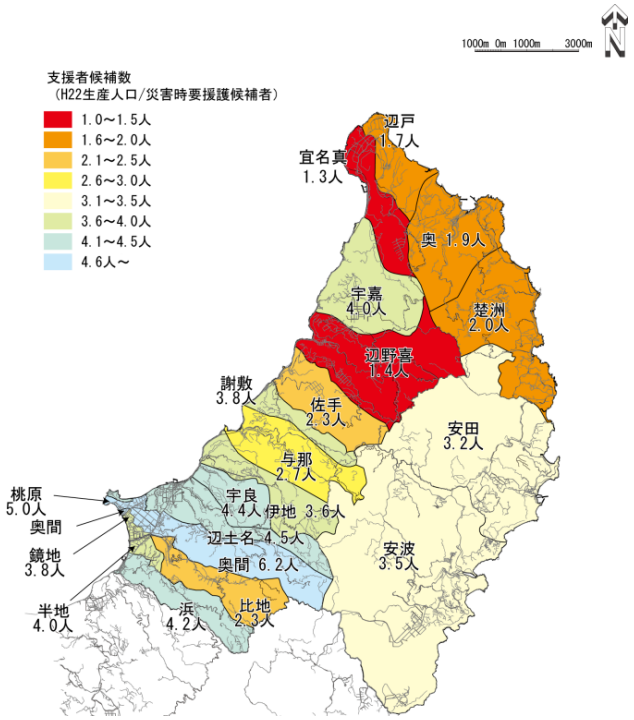



**図-8**　対応力評価図

（支援候補者/災害時要援護候補者）

健常者の避難が困難なエリアが存在する集落は20集落中 6 集落となり，歩行困難者の避難が困難なエリアが存在する集落は 20 集落中 15 集落となった．被害想定評価の事例を図-6 及び図-7 に示す．

### (2) 対応力評価

対象地域は，災害時要援護者支援計画の作成がなされていないことから，災害時要援護者支援リストに示された候補者を基に，集落ごとの支援候補者（生産年齢人口）/災害時要援護候補者による緊急時の対応力評価を実施した．この結果，図-8 に示すよう，災害時要援護候補者 1 人あたり，最も支援候補者が多い地域で 6.2 人，最も少ない地域は 1.3 人となった．生産年齢の対象者の多くは，日中は市街地等で働いており，国頭村の中心地区である辺土名地区周辺以外の地区では，平日昼間の対応力はさらに低下する可能性がある．なお，詳細の実態を把握するには，個別集落での聞き取り調査が必要となる．

### (3) 現地調査

既存のデータによる事前危険度評価に加え，役場防災担当職員，防災計画・河川工学・砂防分野の研究者，コンサルタントによる現地調査（平成 24 年 5 月 14 日～15 日）を実施した．現地調査では，前述の集落別被害想定を示したハザードマップ等を基にして，各専門の視点により各集落の現状把握を行った．さらに，各集落における主要な道路幅員及び建物属性（木造・RC 造，平屋・二階建　等）の調査を実施（2 人×5 日）した．

## 4．評価結果を踏まえた対応策の検討と利活用に関する考察

### (1) 災害別の避難場所の選定

地区別の事前危険度評価を災害別に実施した結果，既存の避難施設の評価が可能となった．このことにより，台風等の風水害に対して適切な収容避難所が無い集落では，早めの避難により周辺集落への避難も視野に入れた検討が必要であることが明らかになった．

また，現地調査において，建物属性調査を実施したことにより，RC 造 2 階建構造の家屋の利活用の検討も可能となった．このことにより，局地的大雨等により避難にいとまがない場合は，水平避難だけではなく，垂直避難も視野に入れ，地域の中でも相対的に安全な場所の選定が可能となった．

### (2) 孤立化への対応と業務継続計画への展開

事前危険度評価の結果，風水害や津波発生時には集落が孤立化してしまい，広域的なサポートが期待できない可能性がある．このことからも，孤立化に対応できるような個別集落全体での対応力を高めることが重要である．

また，孤立化に対しては，比較的安全性の高い既存施設を検討対象に加えて，複数集落に対して広域的に支援する場所の選定や，役場そのものが被災した場合も考慮する必要がある．このことは，地域住民の生命，財産，生活に大きな影響が生じる可能性が高いことからも，被災時における適切な業務継続

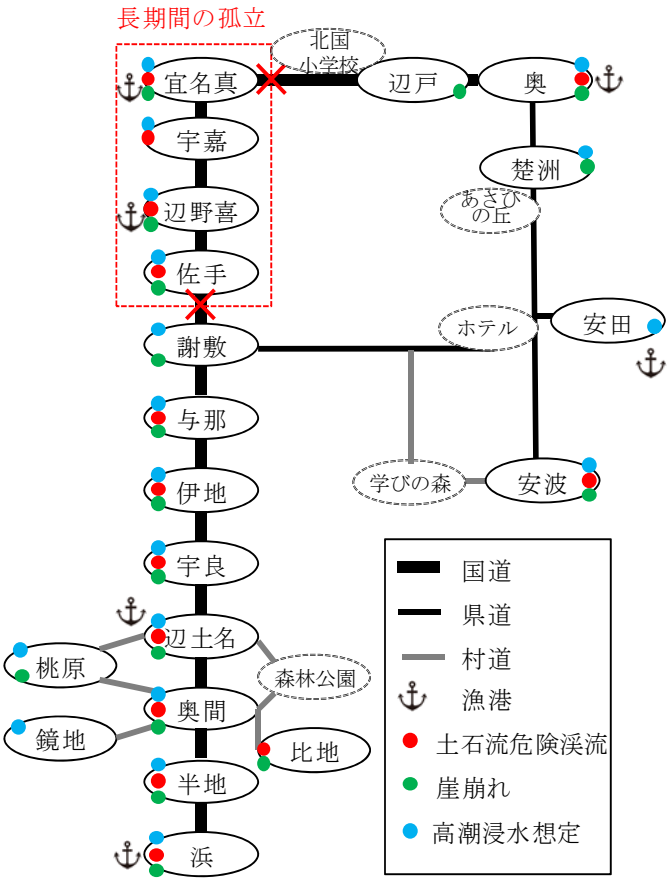



図-9　風水害被害想定と集落の繋がり



図-10　第1回WS（与那地区）の状況

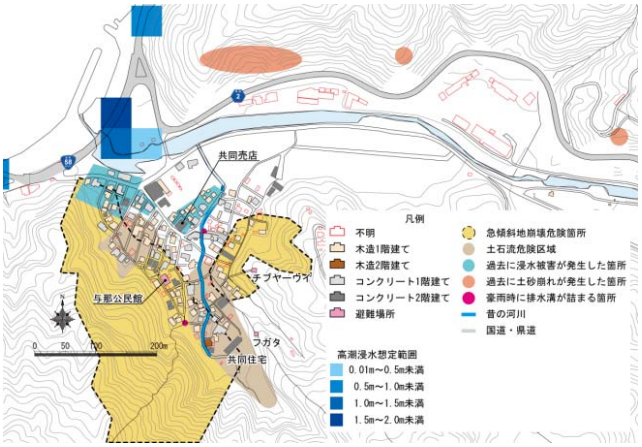



図-11　第1回WS後（与那地区）の防災マップ

体制の検討を進め、国頭村業務継続計画（BCP）の必要性を示していると言える．

風水害におけるリスクを集落別に整理し，その繋がりを表現したものを図-9に示す．これより，比地および辺戸を除く全ての集落で高潮による浸水が想定されている．両区には大人数を収容できる施設はないため，北国小学校，あさひの丘，やんばる学びの森，森林公園，ホテル等の活用が必要となる．

さらに，高潮に対しても，RC造2F以上の民家の活用も必要となる．長期の孤立化が懸念される地区は，孤立化に対応できる備蓄等が必要となることに加えて，漁港等の活用を検討する必要がある．

### (3) ハザードマップを活用した地区別 WS の展開

事前危険度評価で作成した災害別のハザードマップを用い，翌年にはモデル集落を対象に計 3 回の WS を，地域住民，行政，専門家（研究者，コンサルタント）等が連携して実施した．この様子を図-10 に示す．この WS の成果として，風水害と地震・津波を対象とした具体的な地域課題や対応策，避難要支援者支援に対応した位置情報を含めた詳細なリストの作成，炊き出し等が円滑に抽出・整理され，次年度の目標を立案することができた．WS では，事前危険度評価で作成した対象集落における災害別のハザードマップ を材料として意見交換を行った．第 1 回 WS における意見交換を踏まえ，地域知が加わったハザードマップを図-11 に示す．

モデル集落における WS の取り組みを踏まえ、平成 26 年度より他集落の WS へと展開を行った．平成 27 年 12 月現在、全 20 箇所中、6 か所の集落において WS を行っているところである．今後も，引き続き他集落への展開を進める予定である．

## 5．終わりに

本取り組みの基本的な考え方として，リスクマネジメントにおける CAPD サイクルマネジメント[5]の考え方を用いた．事前危険度評価の位置付けは，CAPD サイクルマネジメントの Check として位置付けられる．事前危険度評価では，既存データ等に基づき，地域の現状や課題を分析し，災害弱地域等の明確化

を行った．この事前危険度評価により地域の現状や課題について，地域住民と共有化を図ることが円滑になる．この事前危険度評価結果を材料としてWSを実施することで地域知が加わる．その取り組みの中で地域の主体的な行動を促し，持続的な展開へとつなげていくことが重要である．これにより，地区の共助が強化され，地区の防災対応力の向上につながると考えられる．

以上のことから，地域住民も含め時間的な制約がある中で，事前危険度評価で整理した成果を材料として，コミュニティ防災支援の展開を図ることが有効であると考えられる．

**参考文献**


1) 内閣府：地区防災計画ガイドライン（¬パブリックコメント案)，2014
2) 室崎益輝：防災都市づくりの 5 つの課題，季刊ひょうご経済（ひょうご経済研究所）第 85 号，2005
3) 沖縄県：沖縄県津波・高潮被害想定調査，2007
4) 沖縄県：沖縄県津波被害想定調査，2013
5) 岡田憲夫，平岡香奈子：アジア型総合防災技術形成：開発援助における住民参加型減災マネジメントのメインストリーム化を目指して，開発金融研究所報第 36 号，pp.220-240，2008

# Session 2 :地震・防災関連

# 那覇港防波堤（新港第一）の耐津波性向上について

○沖縄会会員上地　杏奈

東北地方太平洋沖地震津波の発生後に防波堤の耐津波設計の考え方が見直されるとともに、発生頻度の高い津波を超える津波に対して、防波堤が変形しつつも倒壊しない粘り強い構造が求められるようになった。このような背景のもとに、サンゴ礁上の水深が浅い防波堤である那覇港防波堤（新港第一）の傾斜堤区間について、老朽化対策の検討と合わせて、防波堤の天端を越流した津波から港内側マウンドの洗掘を防ぐための対策工について検討した。

## 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震の津波により、防波堤等の港湾構造物の多くも被災した。これを受けて防波堤の耐津波設計の考え方が見直され、発生頻度の高い津波（以下、レベル1津波）に対しては可能な限り構造物で人命・財産を守る防災を目指し、最大クラスの津波（以下、レベル2津波）に対しては最低限人命を守ることを目標に被害をできるだけ小さくする減災を目指すこととされた。また、レベル1津波を超える津波に対して、防波堤が変形しつつも倒壊しない粘り強い構造が求められるようになった。このような背景のもとに、那覇港ではサンゴ礁上の水深が浅い防波堤である那覇港防波堤（新港第一）の傾斜堤区間（図-1、図-2）において、レベル1津波に対して防波堤の天端を越流する区間があることが、H25年度の金城・椎原[1)]によって報告された。あわせて、津波越流により港内側マウンド上で発生する流速が数値波動水路CADMAS-SURF[2)]で算定され、その流速に基づき、式(1)に示す流れに対する被覆石及びブロックの所要質量算定式[3)]（イスバッシュの式）にて算定した結果、津波越流によって港内側マウンドの洗掘を防ぐための対策工として30t型の被覆ブロックが必要とされた。

今回は上記報告の検証のため、水理模型実験を実施し、その検証結果を報告するものである。




図-1　新港第一防波堤位置（那覇港）

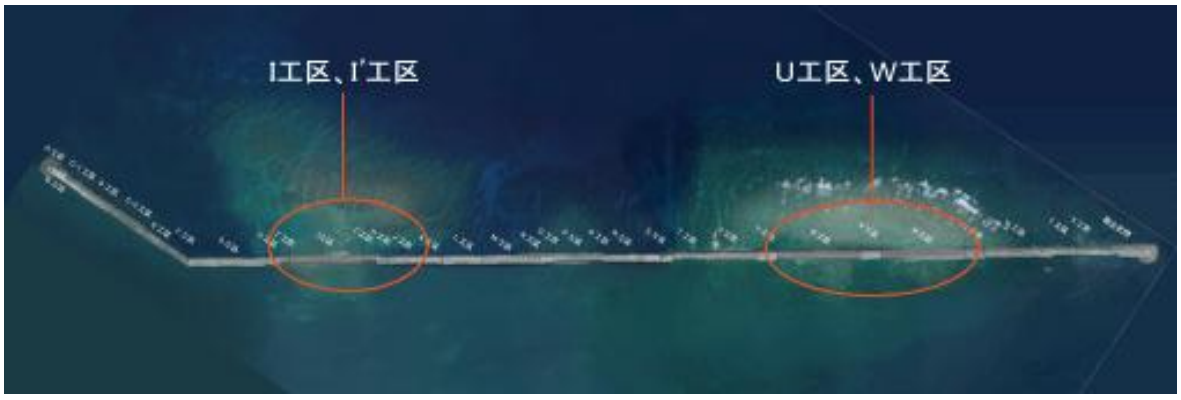



図-2　検討対象工区

キーワード　　津波、越流、防波堤、水理模型実験
連絡先　　〒900-0001　沖縄県那覇市港町 2-6-11　那覇港湾・空港整備事務所　　E-mail：uechi712-anna@ogb.cao.jp

$$M = \frac{\pi\rho U^6}{48g^3\gamma^6(S_r - 1)^3(\cos\theta - \sin\theta)^3} \quad (1)$$

ここに、$M$は被覆材の質量(t)、$\rho$は被覆材の密度(t/m$^3$)、$U$は被覆材上面の流速(m/s)、$g$は重力加速度(m/s$^2$)、$\gamma$はイスバッシュの定数、$S_r$は被覆材の水に対する比重、$\theta$は水路床の軸方向の斜面勾配でこの場合は港内側マウンドの斜面勾配、である。

## 2. 水理模型実験による耐津波性の検討

### (1) 実験条件と装置について

防波堤を越流する津波に対する港内側マウンド被覆材の安定性と場所打ちコンクリートに対する波圧を、二次元水理模型実験で検討した。検討対象工区はI工区及びI'工区である。実験施設は長さ55m×幅1.2m×高さ1.5mの二次元造波水路で、水路内に設置した水中ポンプによる循環流装置を使って、防波堤（模型縮尺1/35）の港外側と港内側の水位差をつけて越流実験を実施した。

検討対象防波堤設置箇所の海底地形は、法線付近の水深が極めて浅く、その沖側と岸側に約1:10の急勾配の斜面を有するリーフ地形である（図-3の“現地”）。水理模型実験の模型床は、地盤高が-15mより高い部分を水平床と一様勾配斜面で設置した（図-3の“模型”）。

実験水路における津波越流の発生方法は、図-4に示すように港外側斜面の先端に堰を設置し、港内側斜面の下流側に設置した水中ポンプで港外側に水を供給する方法とした。

実験対象の防波堤断面は、マウンド上に設置された薄いコンクリート方塊の上に厚さ2mの場所打ちコンクリートが打設され、港外側には消波ブロックが設置されている（図-5に黒線）。津波に対して粘り強い構造とするために、津波越流から港内側マウンドを保護するための被覆ブロックと根固方塊を設置した（図-5青線）。

適用した津波条件はレベル1津波とレベル2津波の2種類である。津波シミュレーション（CADMAS-SURF）で得られた防波堤港外側と港内側の水位を“計算港外”と“計算港内”、津波検定実験で設定した実験水路における水位を“実験港外”と“実験港内”で示す（図-6）。模型実験において水位変化の時間変化を津波シミュレーションと一致させることは困難なため、港外水位のピーク値と同時刻の港内水位、および越流継続時間を津波シミュレーション（CADMAS-SURF）と一致させた。なお、レベル1津波とレベル2津波の水理模型実験における津波作用状況は図-7のとおりである。

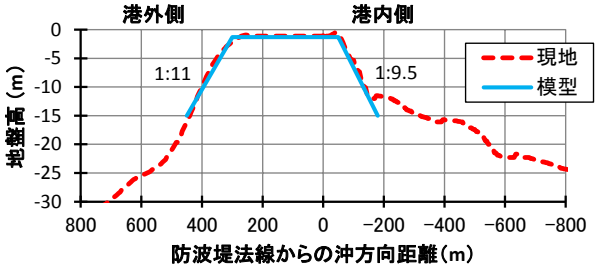



図-3　現地海底地形とリーフ地形を考慮した模型地形

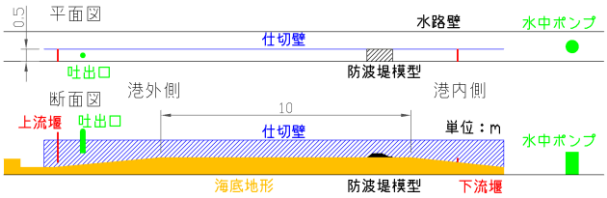



図-4　実験水路と越流実験装置

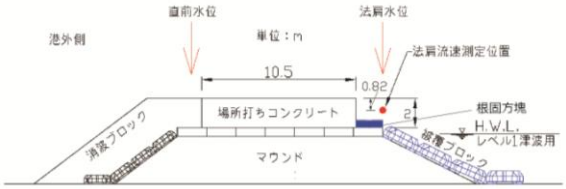



図-5　実験断面および水位・流速・波圧の測定位置

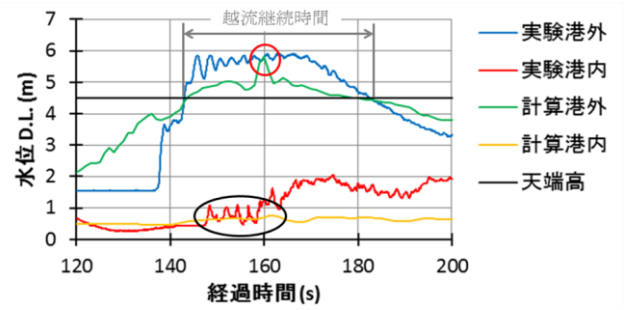
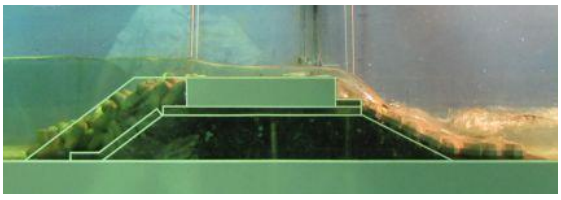
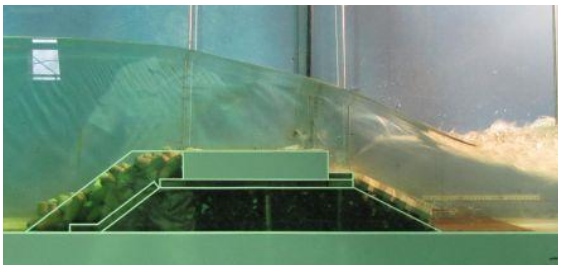



図-6　津波ｼﾐｭﾚｰｼｮﾝ波形と実験波形の比較（レベル1津波）



a)　レベル１津波



b)　レベル２津波

図-7　水理模型実験における津波作用状況

### (2) 水理模型実験の流れ

実験手順を、図－8 に示す。まず、①レベル 1 津波を発生させて、港内マウンド被覆材の安定実験を行い、被覆ブロックが動き出すかを把握する。その際、動き出す瞬間の流速を計測し、これを安定限界流速 U（a）とする。②この時に使用したブロック質量及び安定限界流速 U（a）を式（1）にあてはめ、イスバッシュ数 y を求める。③このイスバッシュ数と越流継続時間内の最大流速 U（b）を用いて安定限界質量を算出する。④この安定限界質量で①同様の実験を行い、被覆ブロックの安定性を確認する。動きだす場合は、②～④の作業を繰り返し行い、最終的な被覆ブロックの安定質量を把握する。

I'工区の場合は、I 工区の実験で H25 年度の検討で必要とされた被覆ブロック 30t 型が過大設計であると明らかになったので、I 工区同様に被覆ブロック 4.14t から実験を行った。

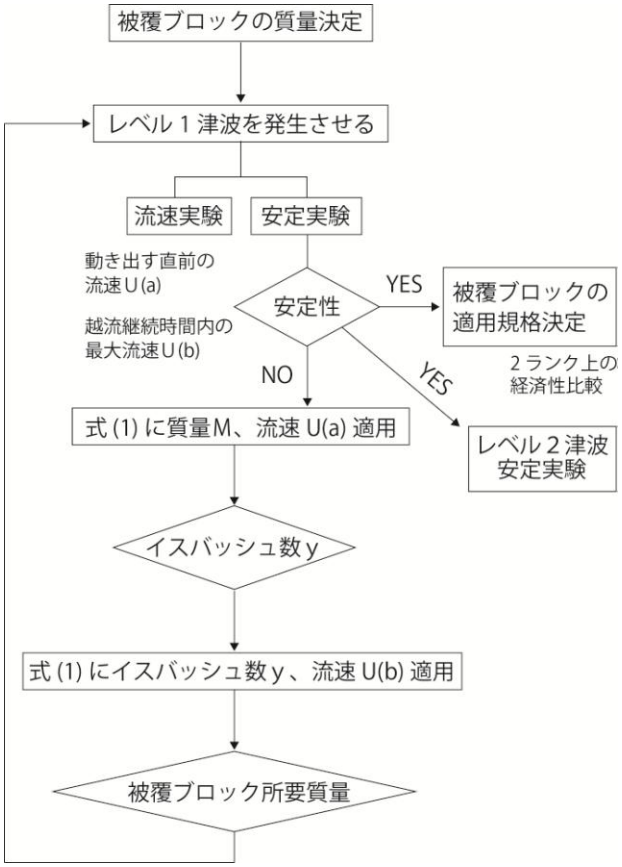



**図-8　実験フロー**

### (3) 水理模型実験の結果

I工区の実験結果は表－1に示すとおりである。レベル1津波に対しては、港内側被覆ブロックは8.09tでは安定不足で（図-9）、13.63tで安定である。ただし、レベル2津波に対しては13.63tの被覆ブロックでも移動してしまう。しかし、港内側被覆ブロックが移動しても場所打ちコンクリートは残存し、防波堤としての機能は維持されることが分かった（図-10）。なお、13.63tのブロックは海水換算質量が15.97tで、この値に直近の被覆ブロック規格は16t型（実質量は16.28t）となる。

**表-1　I工区の水理模型実験の主要な結果**

| 被覆ブロック質量 | 港内側被覆ブロック | | 場所打ちコンクリート | |
|---|---|---|---|---|
| | レベル1津波 | レベル2津波 | レベル1津波 | レベル2津波 |
| 4.14t［4.85t］ | 安定不足 | － | － | － |
| 8.09t［9.48t］ | 安定不足 | 法先移動 | － | － |
| 13.63t［15.97t］ | 安定 | 安定不足 | 安定 | 安定 |

［ ］内の数値は海水密度換算の被覆ブロック質量



**図-9　レベル1津波による変状（8.09t）**



**図-10　レベル2津波による変状（13.63t）**

I'工区の実験結果は表－2に示すとおりである。レベル1津波に対しては、港内側被覆ブロックは2.86tが安定限界である。ただし、レベル2津波に対しては、被覆ブロックは移動してしまうが、港内側被覆ブロックが移動しても本体ブロックと場所打ちコンクリートは残存し、防波堤としての機能は維持される（図-11）。なお、2.86tのブロックは海水換算質量が3.34tであり、この値に直近のブロック規格は4t型（実質量は4.266t）となる。

表-2　I'工区の水理模型実験の主要な結果

| 被覆ブロック質量 | 港内側被覆ブロック | | 場所打ちコンクリート | |
|---|---|---|---|---|
| | ﾚﾍﾞﾙ1津波 | ﾚﾍﾞﾙ2津波 | ﾚﾍﾞﾙ1津波 | ﾚﾍﾞﾙ2津波 |
| 1.09t［1.09t］ | 安定不足 | － | － | － |
| 2.86t［3.34t］ | 安定限界 | 安定不足 | 安定 | 軽微な変位 |
| 4.14t［4.85t］ | 安定 | 安定不足 | － | － |

［　］内の数値は海水密度換算の被覆ブロック質量

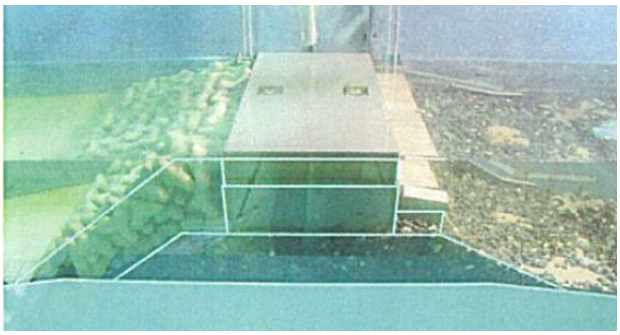


図-11　レベル2津波による変状（2.86t）

## 3.　数値ｼｭﾐﾚｰｼｮﾝによる被覆ﾌﾞﾛｯｸ質量の検討

H25年度の検討において津波越流対策が必要とされたU工区とW工区については、現地条件及び構造形式が同様であるI工区とI'工区で行った水理模型実験の結果をもとに、数値シミュレーションによる津波越流対策工の検討を行った。

### (1) 計算流速について

U工区とW工区のCADMAS-SURFの計算流速について、越流水深がI'工区に近い条件であったため、I'工区の水理模型実験流速をもとに計算流速を補正した。

### (2) イスバッシュ数ｙについて

U工区とW工区は港内側に背が高い根固め方塊がない場所打ち式の断面であるので、同じ場所打ち式であるI工区のイスバッシュ数ｙを採用した。

### (3) 被覆ブロック所要質量の検討

水理模型実験で得られた流速で補正した計算流速とイスバッシュ数ｙを用いて、港内側マウンド被覆ブロックの所要質量を算定した。U工区は被覆ブロック所要質量0.05tとなり、既設断面のブロックが2tであり、越流対策が必要ないという結果になった。一方、W工区は所要質量5.19tとなり、既設断面ブロックの2tに対して、越流対策としてブロックの大型化が必要であるという結果になった。

## 4.　検討内容のまとめ

水理模型実験の実施により、港内側マウンド被覆ブロックの安定性を評価するイスバッシュ数yを今回の検討対象工区に考慮した値とすることができた。その結果、港内側マウンド被覆材の大きさを、事前検討の30t型からI工区は16t型に、I'工区は4t型に小さくすることができ、I工区が事前検討の断面単価の60.2%、I'工区が44.5%に抑えられ、大幅な事業費の削減ができた。

また、水理模型実験で測定した津波越流部の流速を数値波動水路CADMAS-SURFの計算流速と比較し、水理模型実験結果と一致するように計算流速の評価方法を決定した。この方法と水理模型実験で決定したイスバッシュ数ｙを適用することにより、CADMAS-SURFの計算流速を用いて港内側マウンド被覆材の所要質量算定精度を高めることができ、水理模型実験を実施していない傾斜堤区間についても、高い精度で港内側マウンド被覆材の所要質量を決定することができた。

## 5.　今後の課題と対応

防波堤の越流や堤頭部・開口部周辺図で発生する非常に速い流れに対する基礎マウンドや洗掘を防止するための対策の検討方法について、現時点ではその標準的な手法は存在していない。防波堤の耐津波設計ガイドライン[4]においても、水理模型実験や数値解析を活用した性能照査を行うことが望ましいとされている。

今回は試行的にサンゴ礁上の水深が浅い防波堤での耐津波性能検討を行い、港内側マウンドの適正な必要ブロック質量を把握することが出来た。今後は、今回の実験結果が他条件の防波堤でも適用するかを確認し、津波越流に対するマウンド所要質量算定手法の確立に向けた検討を行う必要がある。

### 参考文献


1) 金城信之、椎原康友：今でしょ！那覇港における防波堤の耐津波対策、平成 25 年度沖縄ブロック国土交通研究会
2) （財）沿岸技術研究センター：数値波動水路(CADMAS-SURF)の研究・開発、沿岸技術ライブラリーNo.12、457p、2001.
3) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.561-562、2007.
4) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，p.25，2013.

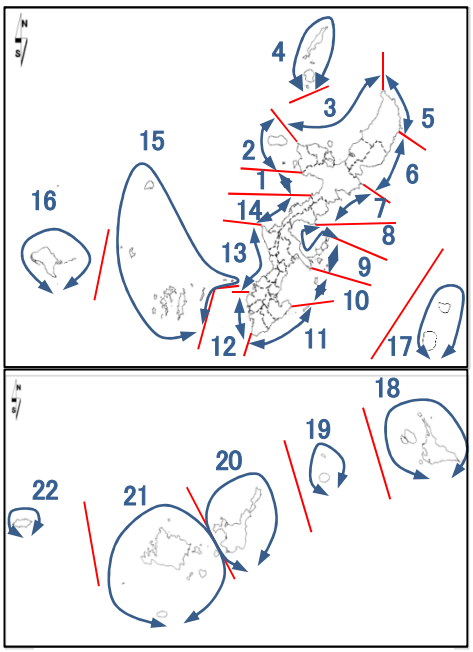
# 沖縄県における最大クラスの津波による浸水想定
## ～津波防災地域づくりに関する法律に基づく設定～

沖縄県土木建築部海岸防災課海岸班　○島袋 洋行　瀬長 雄二

### １　沖縄県における津波浸水想定のこれまでの経緯

沖縄県では平成 18・19 年度に津波高潮対策検討、防災計画・ハザードマップ作成を目的として沖縄近海に最大 M8.0 の津波断層を想定して津波浸水予測図を作成した。その後、平成23年3月に東北地方太平洋沖地震が発生したことを受け、沖縄県として最大クラスの津波の見直しを行い、平成 24 年度に最大 M9.0 の津波断層を想定して津波浸水予測図を作成した（以下、H24 年度想定という）。

その後、津波履歴に関する新たな知見が確認されたことなどから、沖縄県津波浸水想定設定検討委員会での議論を踏まえ、津波防災地域づくりに関する法律（以下、津波法という）に基づく、沖縄県における最大クラスの津波による浸水想定を平成 27 年 3 月に設定した（沖縄本島近海最大 M8.2、宮古・八重山諸島近海最大 M9.0）。本論では、平成 27 年 3 月に設定した津波浸水想定（以下、今回想定という）の設定手法、結果及び、今後の取り組みについて述べる。




図－1　地域海岸の設定

なお、津波は二つのレベルが示され、一つは住民避難を柱とした総合的防災対策を構築する上で想定する「最大クラスの津波（L2 津波）【数百年～千年の頻度】」、もう一つは海岸堤防等の建設を行う上で想定する「比較的発生頻度の高い津波（L1 津波）【数十年～百数十年の頻度】」である。今回想定は L2 津波に相当する。

（津波防災地域づくりに関する法律・・・平成 23 年 3 月の東北地方太平洋沖地震を受けて、ハード・ソフト施策の組み合わせにより多重防御による津波防災地域づくりを推進することを目的として制定された法律。都道府県知事は津波浸水想定を設定することが規定されている。）

### ２　津波浸水想定の設定手法

#### ２．１　地域海岸の設定

沖縄県の海岸を自然状況等から、同一の津波外力を設定しうると判断される一連の海岸線に分割し、図－1 のとおり 22 の地域海岸を設定した。

#### ２．２　過去に発生した津波の実績高の整理

過去に発生した津波について、津波痕跡データベース（東北大学、原子力安全基盤機構）や既往知見を基に、これまで沖縄県で痕跡の残っている全ての津波を対象に、表－1 のとおり整理した。

表－1　沖縄県の過去に発生した津波痕跡一覧

| No | 地震名（地震名とマグニチュード） | 痕跡数 | 痕跡高（m） |
|---|---|---|---|
| 1 | 1768年 明和沖縄本島南西沖地震津波　M7.5～8.0？ | 1 | 1.21 |
| 2 | 1771年 八重山地震津波　M7.4～8.0 | 157 | 1.6～115 |
| 3 | 1791年 地震（名称なし）M7.5～8.2？ | 4 | 1.5～11 |
| 4 | 1938年 宮古島北方沖地震　M7.2～7.5 | 1 | 1.5 |
| 5 | 1960年 チリ地震津波　Mw9.5 | 53 | 1.04～4.73 |
| 6 | 1995年 奄美大島近海津波（喜界島地震）　Mj6.9 | 5 | 0.05～0.1 |
| 7 | 1995年 奄美大島近海津波（喜界島地震）（余震）　Mj6.7 | 3 | 0.05～0.07 |
| 8 | 1996年 イリアンジャヤ地震津波　M8.1 | 9 | 0.16～0.32 |
| 9 | 2001年 ペルー南部地震津波　Mw8.4 | 4 | 0.07～0.15 |
| 10 | 2001年 与那国島近海津波　Mj7.3 | 6 | 0.04～0.08 |
| 11 | 2002年 石垣島南方沖津波　Mj7.0 | 4 | 0.03～0.06 |
| 12 | 2002年 台湾東方沖津波　Mj7.2 | 4 | 0.02～0.04 |
| 13 | 2010年 チリ地震津波　Mw8.8 | 5 | 0.27～0.97 |
| 14 | 2011年 東北地方太平洋沖地震　Mw9.0 | 6 | 0.14～0.65 |

※マグニチュードについては以下のとおり。
M：1923年以前の推定値　Mj：1924年以降（2003年改訂版対応）の気象庁マグニチュード
Mw：モーメントマグニチュード

キーワード　津波浸水想定、最大クラスの津波、L2 津波
連絡先　〒900-8570　沖縄県那覇市泉崎１丁目２番２号　沖縄県土木建築部海岸防災課

## ２．３　過去に発生した津波の津波高のシミュレーションによる想定

沖縄近海で発生した津波規模が大きい 1771 年八重山地震津波、1791 年沖縄本島沖地震について、学術論文で提唱されている既往の再現モデルの検証を行った。

### ２．３．１　1771 年八重山地震津波の再現モデル

1771 年八重山地震津波については、平成 18・19 年度に再現計算を行っている。今村ほか(2001)によるモデル、中村(2006)によるモデルを基準としてパラメータの修正・計算を行い、全体的に再現性が高い表−2 に示すモデルを採用しており、今回もこのモデルを用いた。（断層モデルの位置については、図−3 参照。以下、同じ。）

表−2　八重山地震既往モデル

| 断層モデル名称 | 断層深さ（m） | 走向角（°） | 傾斜角（°） | すべり角（°） | 断層長さ（m） | 断層幅（m） | すべり量（m） | Mw（*1） | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IM00 | 1,000 | 270 | 70 | 90 | 40,000 | 20,000 | 20 | 7.8 | 今村オリジナルモデル |
| | 0 | 260 | 70 | 90 | 15,000 | 10,000 | 90 | (*2) | |
| NM11 | 300 | 135 | 70 | 270 | 60,000 | 30,000 | 20 | 8 | 中村オリジナルモデルの修正版 |

（*1）：Mwはマグニチュードモーメントを示す。　（*2）：地滑りを再現したパラメータであるため、Mwで示すことはできない。

また次の知見を基に、表−3 に示す他の２つのモデルについて再現性の検証を行った。

（1）中村ら調査結果によれば 1771 年八重山地震の波源域を推定したところ、南部琉球海溝で発生した M8 クラスの海溝型地震であった可能性が指摘されている。

（2）2012 年 11 月に行われた宮古・八重山諸島の津波堆積物調査によれば、「石垣島を襲った大津波(1771 年八重山地震レベルの大津波）の発生間隔は千年に 1 度程度である可能性あり」「さらなる調査を行ったうえで、1771 年八重山地震のマグニチュードを 9 に近いものに修正すべき」と指摘している。

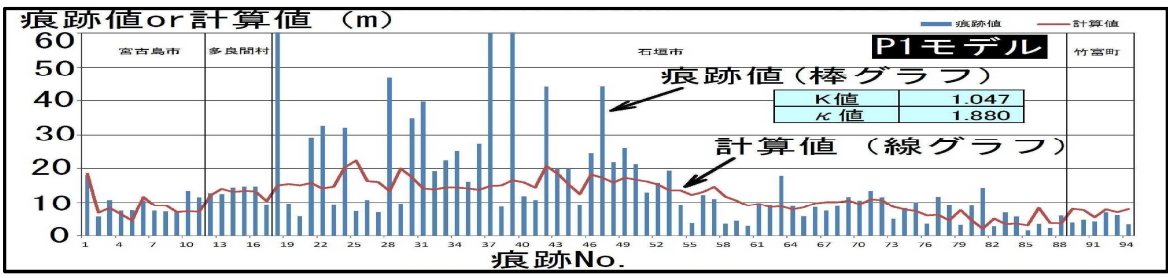
表−3　知見からのモデル設定（八重山地震）

| 断層モデル名称 | | 断層深さ（m） | 走向角（°） | 傾斜角（°） | すべり角（°） | 断層長さ（m） | 断層幅（m） | すべり量（m） | Mw |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | | 2,000 | 265 | 12 | 90 | 300,000 | 70,000 | 20 | 8.8 |
| 3連動モデル | EX1 | 2,000 | 280 | 12 | 90 | 200,000 | 70,000 | 20 | 9.0 |
| | P1 | 2,000 | 265 | 12 | 90 | 175,000 | 70,000 | 20 | |
| | P2 | 2,000 | 235 | 12 | 90 | 300,000 | 70,000 | 20 | |

P1、3 連動モデルの再現性の検証を行うにあたり、50m 格子による再現計算を行い、痕跡値は津波痕跡データベースでの 1771 年八重山地震津波の痕跡結果（痕跡信頼度 A～C、文献信頼度◎と○、痕跡高及び遡上高）の計 94 地点にて比較を行った。その結果、表−4 に示すとおり、P1 モデル、3 連動モデルとも、κ（カッパー）値は多少高くばらつきはあるものの、K 値は目安（0.95＜K＜1.05）の範囲内となり、他のモデルと比べて高い再現性確認された。

表−4　P1、3 連動モデルの計算によるK、κ

| 断層モデル名称 | K値 | κ値 |
|---|---|---|
| P1 | 1.047 | 1.880 |
| 3連動（Ex1、P1、P2） | 1.022 | 1.882 |




図−2　P1 モデル計算値と痕跡値の比較

なお、K 値、κ 値は次式により算出される。

$$\log K = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\log K_i \qquad \log\kappa = \left[\frac{1}{n}\left\{\sum_{i=1}^{n}(\log K_i)^2 - n(\log K)^2\right\}\right]^{1/2}$$

n:地点数、$K_i=R_i/H_i$、$R_i$:i 番目の地点での津波痕跡高、$H_i$:i 番目の地点での計算値

幾何平均 K は津波痕跡高と計算値の平均的な対応関係を示しており、1 に近いほど計算値が津波痕跡高とよく対応していることを表す。一方、幾何標準偏差 κ は津波痕跡高と計算値との対応関係のばらつきを示しており、小さいほど計算値が津波痕跡高とよく対応していることを表す。なお、K と κ は、次の条件となることが、一般的には目安とされている。　　0.95＜K＜1.05　　κ＜1.45

以上より、1771 年八重山地震津波の再現モデルとして、表－2、3 に示すモデルを採用した。なお、これらは H24 年度想定と同じモデルである。

## ２．３．２　1791 年沖縄本島沖地震津波の再現モデル

沖縄本島沖地震について H24 年度想定では、琉球海溝側で Mw=8.8～9.0 として設定していた。しかしながら、沖縄本島沿岸では大津波による痕跡が残されておらず、再現性が得られていなかったため、今回想定で見直しを行った。1791 年の沖縄本島沖地震による津波痕跡が、歴史書「球陽」より発見され、H24 年度以降に中村らにより再現された。そのため今回、1791 年地震の検証を行い、当該モデルの検討を行った。

表－5　1791 年地震の断層モデル（NP2）

| 断層モデル名称 | 断層深さ（m） | 走向角（°） | 傾斜角（°） | すべり角（°） | 断層長さ（m） | 断層幅（m） | すべり量（m） | Mw |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NP2 | 5,000 | 225 | 12 | 90 | 100,000 | 50,000 | 12 | 8.2 |

表－5 に示す 1791 年地震の断層モデル（中村によるオリジナルモデル）について、ケース①（計算格子 450m、150m）、ケース②（計算格子 2430m、810m、270m、90m、30m、10m）で再現計算を行い、「球陽」に示される痕跡、計 4 地点にて比較を行った。その結果の K 値、κ 値を表－6 に示す。

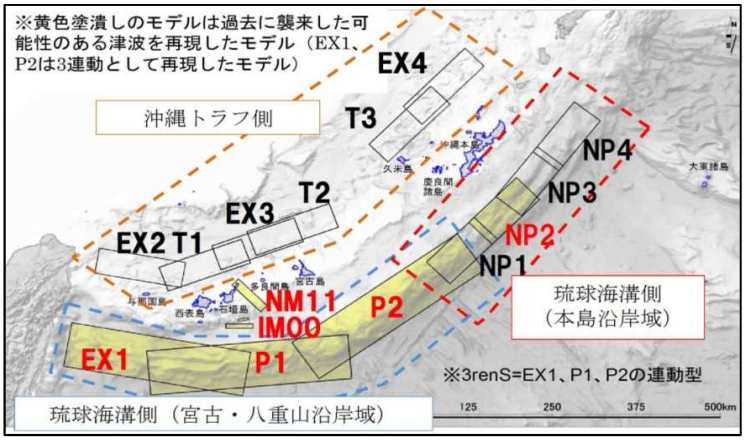
表－6　NP2 モデルの計算による K、κ

| 断層モデル名称 | 計算ケース | K 値 | κ 値 |
|---|---|---|---|
| NP2 | ケース① | 0.97 | 1.44 |
| | ケース② | 0.91 | 1.30 |

ケース①では K 値、κ 値ともに目安の範囲内であり、ケース②では K 値は目安に近く、κ 値は目安の範囲内であることから、再現性が確認された。

## ２．４　発生が想定される津波の整理

発生が想定される地震について 1771 年八重山地震津波の再現（IM00、NM11、P1、3renS）及び、1791 年沖縄本島沖地震の再現（NP2）をベースに、沖縄トラフ側、琉球海溝側で最大クラスとなるように図－3

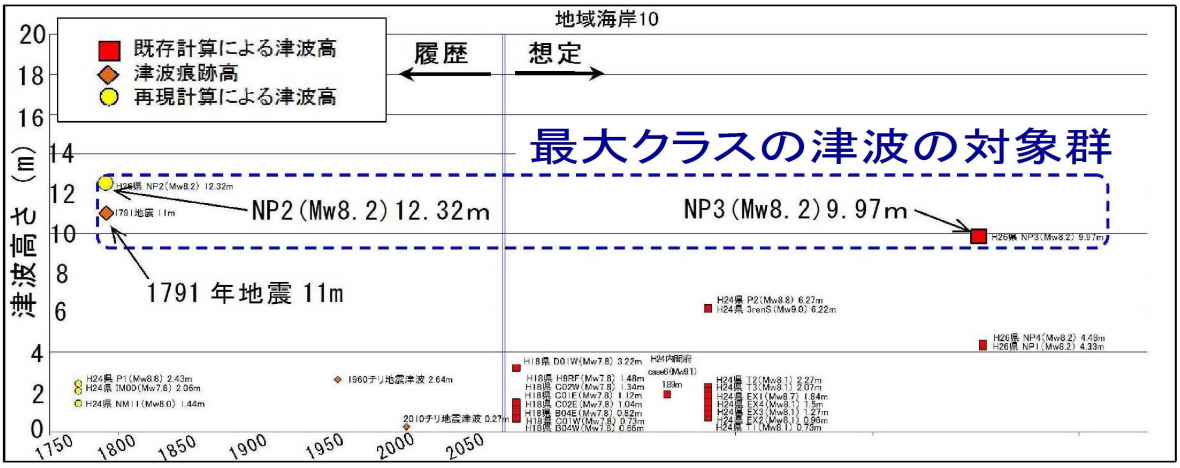



| No. | 想定地震 | | 名称 | | Mw(*1) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EX1 | | 八重山諸島南西沖地震 | | 8.7 |
| 2 | P1 | | 八重山諸島南方沖地震(*2) | | 8.8 |
| 3 | P2 | | 八重山諸島南東沖地震 | | 8.8 |
| 4 | EX2 | | 与那国島北方沖地震 | | 8.1 |
| 5 | T1 | | 石垣島北方沖地震 | | 8.1 |
| 6 | EX3 | | 多良間島北方沖地震 | | 8.1 |
| 7 | T2 | | 宮古島北方沖地震 | | 8.1 |
| 8 | T3 | | 久米島北方沖地震 | | 8.1 |
| 9 | EX4 | | 沖縄本島北西沖地震 | | 8.1 |
| 10 | 3連動(3renS) | EX1<br>P1<br>P2 | 3連動 | 八重山諸島南方沖地震(*2) | 9.0 |
| 11 | IM00 | | 石垣島南方沖地震(*2) | | 7.8(*4) |
| 12 | NM11 | | 石垣島東方沖地震(*2) | | 8.0 |
| 13 | NP1 | | 沖縄本島南方沖 | | 8.2 |
| 14 | NP2 | | 沖縄本島南東沖(*3) | | 8.2 |
| 15 | NP3 | | 沖縄本島東方沖 | | 8.2 |
| 16 | NP4 | | 沖縄本島北東沖 | | 8.2 |

*1：Mwはマグニチュードモーメントを示す。
*2：1791年八重山地震津波の再現モデル。
*3：1771年沖縄本島沖地震津波の再現モデル。
*4：地滑りを再現したパラメータであるため、Mwで示すことはできない。

図－3　最大クラスの想定地震の位置とパラメータ

のとおり設定した。これらの断層モデル、H18・19 年度想定での波源モデル（Mw7.8～7.9）及び、内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」による南海トラフ巨大地震モデル、それぞれについて概略シミュレーションを実施し、地域海岸（図－1 参照）毎に最大クラスの津波の対象群を選定した。地域海岸 10 における結果の例を図－4 に示す。地域海岸 10 では、NP2 と NP3 を最大クラスの津波の対象群とした。




図－4　地域海岸毎のプロット図（地域海岸 10 の例）

## ２．５　最大クラスの津波シミュレーション

２．４にて選定した、地域海岸毎の対象津波群について、詳細シミュレーションを実施した。計算は津波発生から陸上遡上までを連続で行うものとし、計算条件は表－7 に示すとおりとした。H24 年度と今回の違いは、主に次のとおり。

①新たな知見を基に、想定地震を見直した。（２．３．２参照）

②評価領域（陸域）全域で 10m 格子とした。（H24 年度は市街地のみ 10m 格子）

③潮位を最新のデータにより見直した。

詳細シミュレーションによる最大クラスの津波の選定結果より、県全域で図－4 に示す No.1～3、5、8～16 の計 13 想定地震が選定された。

表－7　計算条件

| | |
|---|---|
| 計算手法 | ・2次元差分法による数値計算<br>・深い海域では線形長波理論、浅海域では非線形長波理論を基礎とし、Leap-Flog差分法により解法 |
| 計算格子間隔 | ・2430m、810m、270m、90m、30m、　評価領域：10m（全域） |
| 計算時間 | ・地震発生後3時間 |
| 計算時間間隔 | ・0.02秒～0.1秒　（安定条件を満たすように設定） |
| 想定地震 | ・最大クラスの津波の選定結果より地域海岸毎に1～6つの想定地震（津波波源モデル）を設定（県全域で13想定地震を設定） |
| 潮位条件 | ・朔望平均満潮位／　沖縄本島地区：EL.+1.0m、南大東地区：EL.+1.2m、<br>宮古・八重山地区：EL.+1.0m、与那国地区：EL.+0.9m<br>*南大東地区以外は2003年～2012年までの10箇年平均値、南大東地区は検潮記録が2008年以降しかないため、2008年～2012年までの5箇年平均値とした。 |
| 平水流量 | ・10河川にて設定した（0.071～0.806m3/s） |
| 対象地形 | ・地盤変動後の地形（但し、陸域の隆起域については変動を考慮しない） |
| 粗度係数 | ・市街地高密度（建物占有面積50%以上）：0.08　　中密度（同20%～50%）：0.06<br>・低密度（同20%未満）、工場地帯：0.04　　田畑：0.02　　森林：0.03　　水面：0.025 |
| 対象施設と施設条件 | ・海岸保全施設、河川施設等について1パターン設定<br>・コンクリート構造物は設定なし（地震発生当初からなし）<br>・盛土構造物については、地盤との比高75%沈下させた天端高にて設定し、津波越流と同時に破壊 |

## ３　津波シミュレーション結果

２．５にて選定した13想定地震による津波シミュレーション結果を整理した。表－8に最大浸水深及び浸水面積（今回想定とH24年度想定の比較）を、図－5、6に今回想定の津波浸水想定の全体図（沖縄本島沿岸域、宮古・八重山諸島沿岸域）を示す。

表－8　最大浸水深及び浸水面積(今回想定とH24年度想定比較)

| 沿岸地域 | 最大浸水深 | | 浸水面積（1cm以上） | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 今回想定 | 前回想定（H24年度） | 今回想定 | 前回想定（H24年度） | 面積比（今回／前回） |
| 沖縄本島沿岸域 | 21.6m（東村） | 29.6m（座間味村） | 138km2 | 183km2 | 0.75 |
| 宮古・八重山諸島沿岸域 | 34.7m（石垣市） | 32.6m（竹富町） | 152km2 | 150km2 | 1.01 |
| 県全体 | － | － | 290km2 | 333km2 | 0.87 |

今回想定の浸水深及び範囲の結果はH24年度想定に比べ、沖縄本島沿岸域では減少傾向となり、宮古・八重山諸島沿岸域では場所によって増減する結果となった。沖縄本島沿岸域では、琉球海溝側の想定地震のうちH24年度のモデルが今回NP1～NP4モデルとなり規模が小さくなったため減少傾向になった。一方、宮古・八重山諸島沿岸域では、今回想定とH24年度想定の想定地震は変わっていないが、評価領域全域を10m格子で設定したこと及び、潮位の違いにより場所によって浸水範囲の増減がみられる結果になった。

## ４　まとめ

これまで述べたことについてまとめると、次のとおりである。

（1）①新たな知見(歴史書・球陽に示す津波痕跡と再現シミュレーション)に基づく想定地震の見直し ②評価領域全域を 10m 格子で計算 ③潮位の見直し等により、新たな津波浸水想定を設定した。今回の想定は津波法に基づく設定で、津波防災地域づくりを推進するための基礎となるものである。

（2）H24 年度は沖縄本島近海最大 M9.0、宮古・八重山諸島近海最大 M9.0 の津波断層を想定したが、今回は新たな知見に基づき、沖縄本島近海最大 M8.2、宮古・八重山諸島近海最大 M9.0 の津波断層を想定した。

（3）今回想定の浸水深及び範囲の結果は H24 年度想定に比べ、沖縄本島沿岸域では減少傾向となり、宮古・八重山諸島沿岸域では場所によって増減する結果となった。

## ５　今回成果の活用・今後の取り組み

最大クラスの津波は、現在の科学的知見を基に、過去に実際に発生した津波や今後発生が想定される津波から設定したものであり、これよりも大きな津波が発生する可能性がないというものではない。

今後、各市町村においては、ハード・ソフト施策を組み合わせた津波防災地域づくりの総合ビジョンを示す、津波防災地域づくりを総合的に推進するための計画(津波法に基づく推進計画)の作成を検討する必要があるが、今回設定した津波浸水想定の成果が活用できる。また、県では今回設定した津波浸水想定を踏まえ、各市町村と調整のうえで、津波による人的被害を防止するために警戒避難体制を特に整備すべき土地の区域を「津波法に基づく津波災害警戒区域（イエローゾーン）」として指定することを検討していく。

なお、最大クラスの津波については今後、津波断層モデルの新たな知見（内閣府・中央防災会議等）が得られた場合には、必要に応じて見直しを行う。

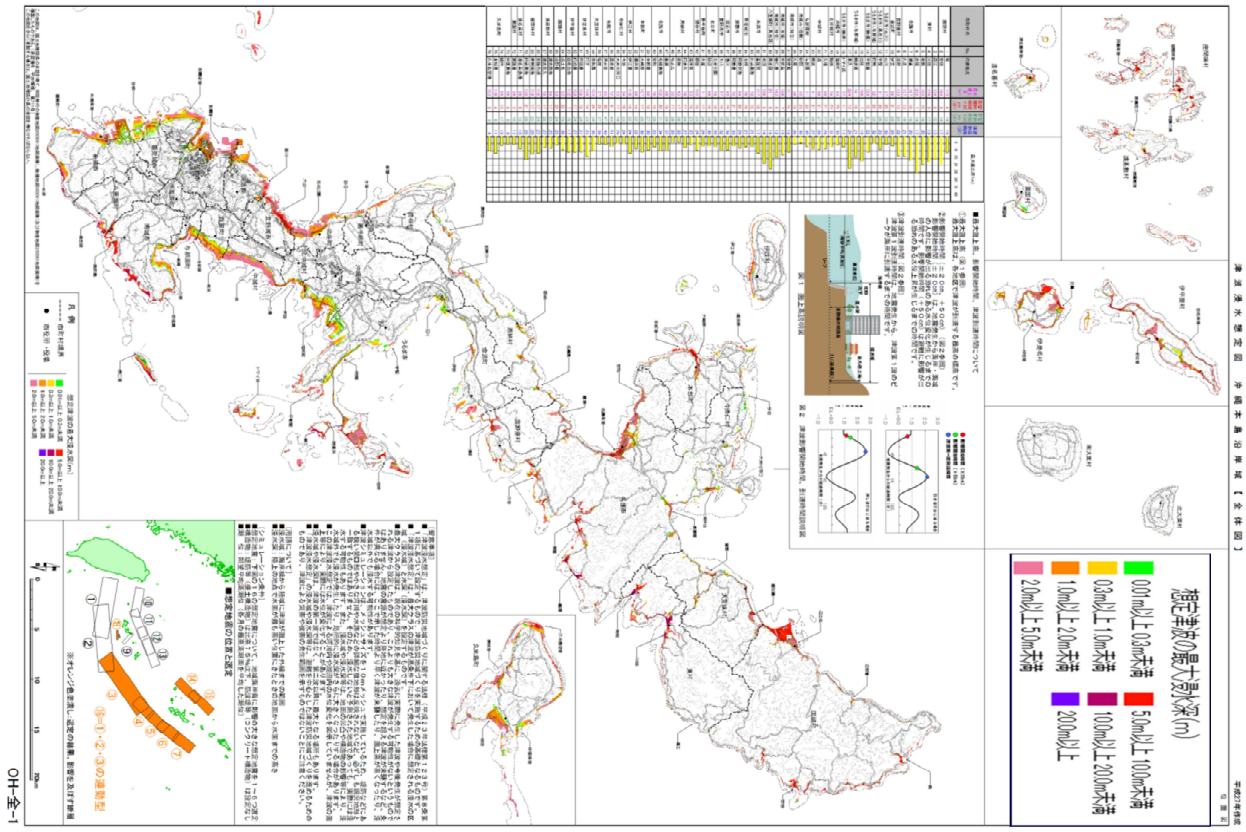
＜参考文献＞　国土交通省：津波浸水想定の設定の手引き Ver.2.00、2012

中村衛・新城安尚・安藤雅孝・涂陽子・宍倉正展：津波堆積物調査から明らかになった宮古・八重山諸島の巨大津波、沖縄防災環境学会 研究発表会、2012

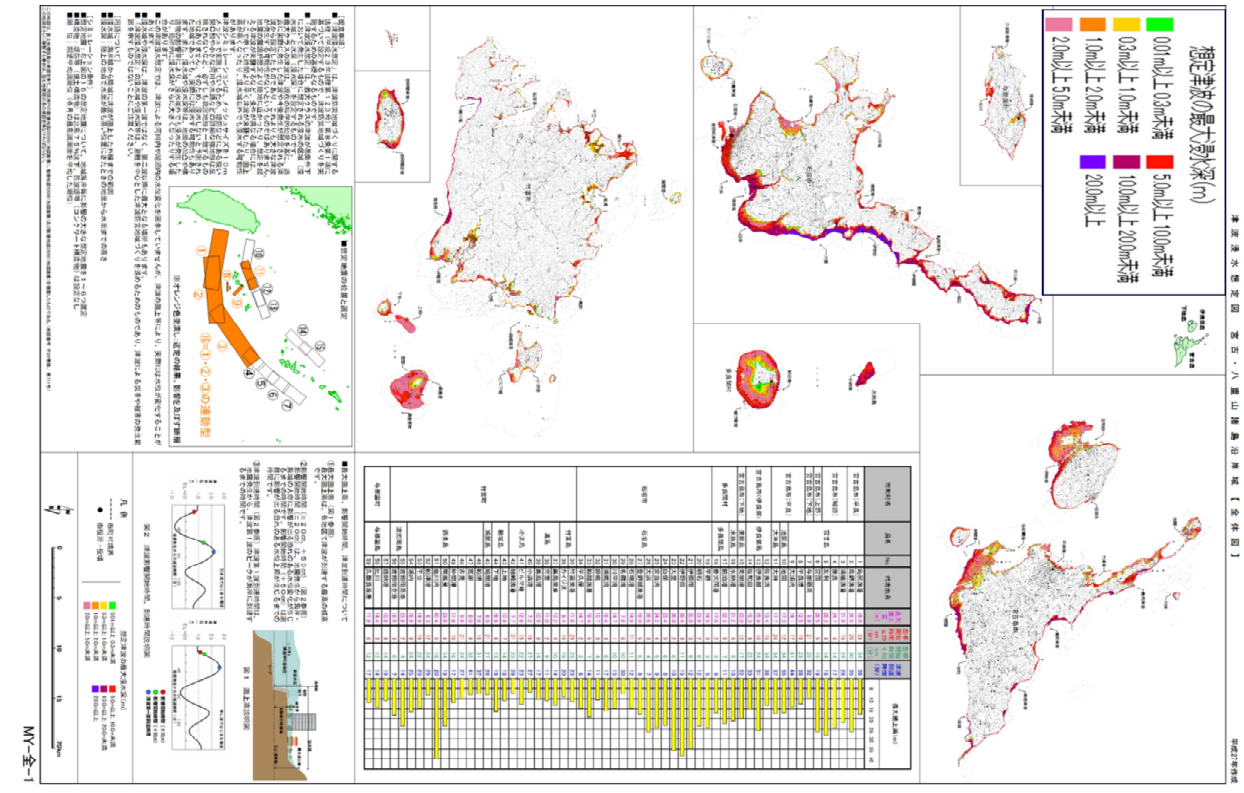
中村衛、金城綾乃：沖縄本島周辺で発生した２つの礫地震津波の断層モデル―1768 年地震と 1791 年津波―、日本地球惑星科学連合、2013

国土交通省：津波防災地域づくりに関する法律パンフレット、2014.3

沖縄県：沖縄県津波浸水想定設定業務委託、2015.3



図－5　今回設定の津波浸水想定全体図（沖縄本島沿岸域）【詳細図等は、沖縄県海岸防災課 Web Page 参照】



図－6　今回設定の津波浸水想定全体図（宮古・八重山諸島沿岸域）【詳細図等は、沖縄県海岸防災課 Web Page 参照】

# ネパールにおける組積造耐構造物の震性向上に関する一検討

琉球大学学部生　○岩崎 竜馬
琉球大学大学院　崎山 将
琉球大学大学院　広瀬 孝三郎
琉球大学　松原 仁
琉球大学　藍壇 オメル

## 1．背景と目的

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

既存の組積造の耐震性増加案としては，目黒らが開発した p-pband と呼ばれるポリプリプロピレン製の紐を組積造壁体に巻きつけることで，組積造住宅のせん断抵抗を増加させることを可能とする p-pband 工法 [1)] と組積造壁体にワイヤーメッシュを巻きつけ，セメントモルタルを結合させる工法 [2)] がある．ネパールにおいてもこれらの工法を提案することもできるが，現地ではこの材料を調達することは困難であり，コストの面においても負担がかかる．したがって，現地で容易に調達が可能であり，安価なコストでかつ高度な技術の導入を要さず耐震性を増加させる必要がある．

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









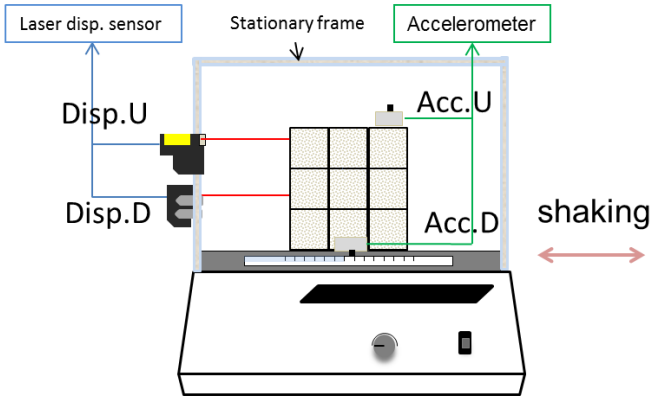

**図-1** (a)，(b)，(c)ゴルカ地震によって倒壊した組積造構造物の様子

キーワード　ネパールゴルカ地震，　組積造，　連続梁付組積造,
連絡先　〒903-0213 西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail:　e125344@eve.u-ryukyu.ac.jp

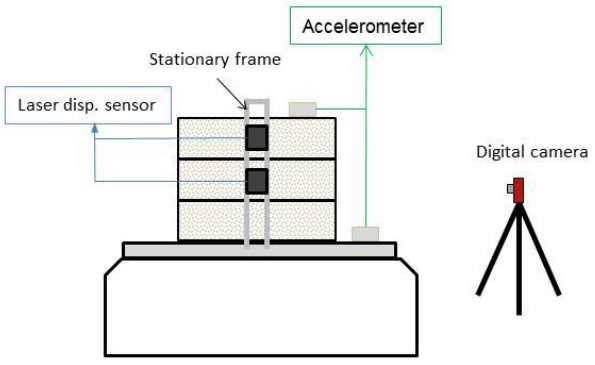
## 2. 実験概要

### 2. 1 実験システム

本研究では，**図-3** に示すような小型の振動台システムを開発した．琉球諸島に広く分布する琉球石灰岩ブロック（5×5×15 cm）9 つを正方格子状に組み，ブロックの短軸方向に振動を与えるものである．その際，振動台と上部ブロックの加速度を測定するため，**図-3** に示す位置に加速度計を設置した．また，ブロックの振動方向の変位量を測定するために，振動台に固定フレームを組み，2 台のレーザー変位計を設置した．さらに，ブロック全体の挙動を観察するために，振動台システム正面にデジタルカメラを設置し，撮影した．実験装置の実際の様子を**図-4** に示す．




（a）正面図




（b）側面図

**図-3** 振動台システム

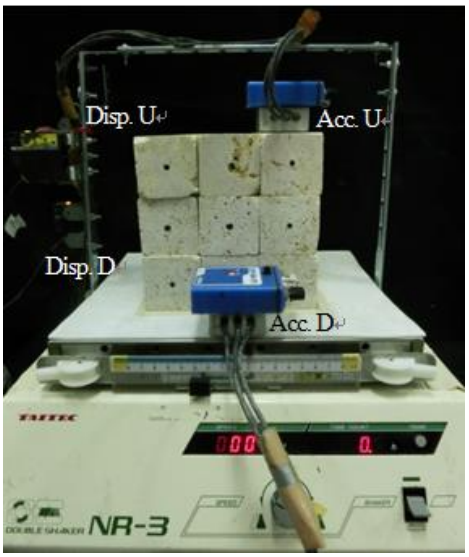



**図-4** 実験装置の様子

### 2. 2 連続梁の設定

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

**表-1** ブロック・板の静的摩擦角

| 対　象 | 方向 | 摩擦角 (°) |
|---|---|---|
| ブロック-ブロック | - | 28. 3 |
| ブロック-板（3 mm） | 木目に直行 | 26. 7 |
| | 木目に並行 | 26. 5 |
| ブロック-板（19 mm） | 木目に直行 | 32. 0 |
| | 木目に並行 | 24. 3 |

## 3. 実験結果および考察

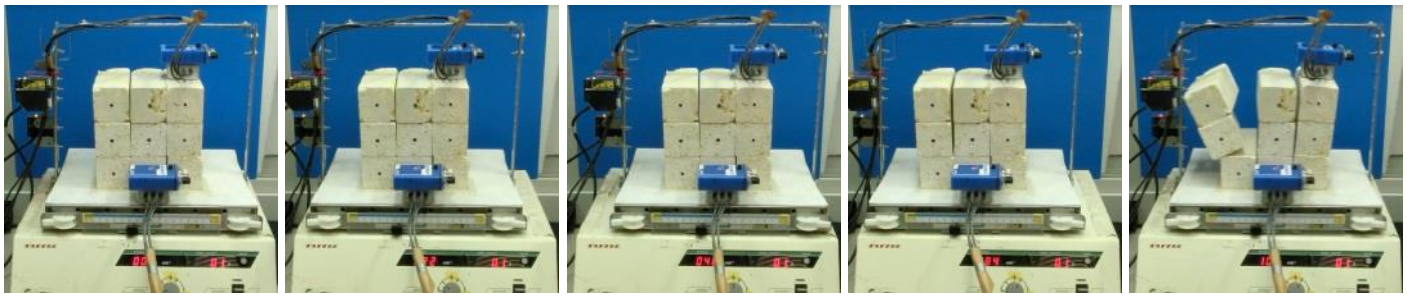
本試験では（1）連続板挿入なしの単純石積みモデル（2）単純石積みモデルの第 1 層と第 2 層の間に厚さ 3 mm の連続板を挿入したモデル（3）単純石積みモデルの第 1 層と第 2 層の間の厚さ 19 mm の連続板を挿入したモデルを用いて実験を行った．振動経過時間の進展に伴うブロック変形の様子を**図-5**，6，7 に示す．**図-5** より，ブロックは振動開始 15 秒からブロック同士で接触振動を

開始し，60 秒後には端部のブロックの端部が転倒した．一方，図−6，7 より連続板ありの場合は板の厚さに関わらず，連続板なしに見られた転倒は現れなかった。しかし，19 mm 厚の連続板を用いた場合は，板とブロックの間ですべり挙動が発生した。

連続板なしの場合と連続板ありの場合フーリエスペクトル値の様子を図-8，9，10 に示す．図-8 より振動台の特徴周波数は 2Hz と 5Hz 付近に集中しており，この傾向はブロック頂部でも同様である．

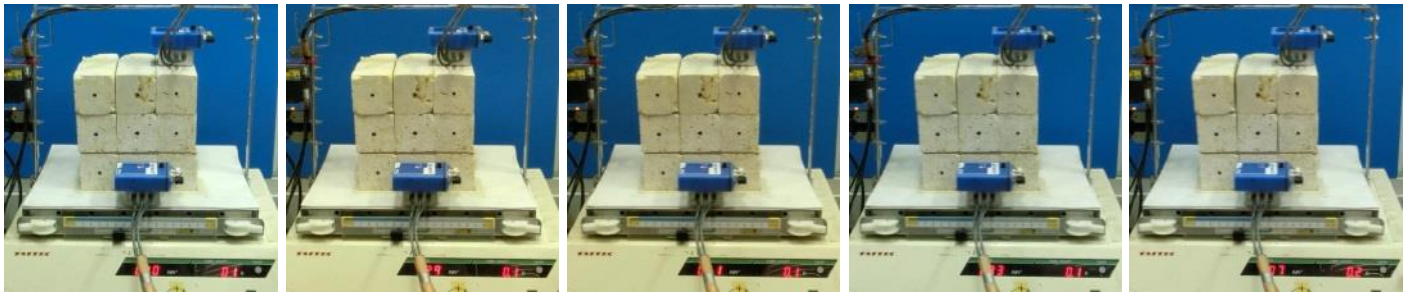
一方，図-9，10 より，ブロック頂部における周波数に着目し，板なしの場合の周波数と比較すると，高周波部分に特徴的周波数が出現していることが分かる．また，振動台の周波数にこれは出現しておらず，これは連続板の存在により発生したものだと考えられる．この特徴的周波数は板厚が大きい程多く出ていることが分かる．

このことから，組積造に連続板を挿入することで，組積造全体としての固有震動数が変化し，結果として反共し合うことで最終的な全体倒壊を遅らせていると考えられる。



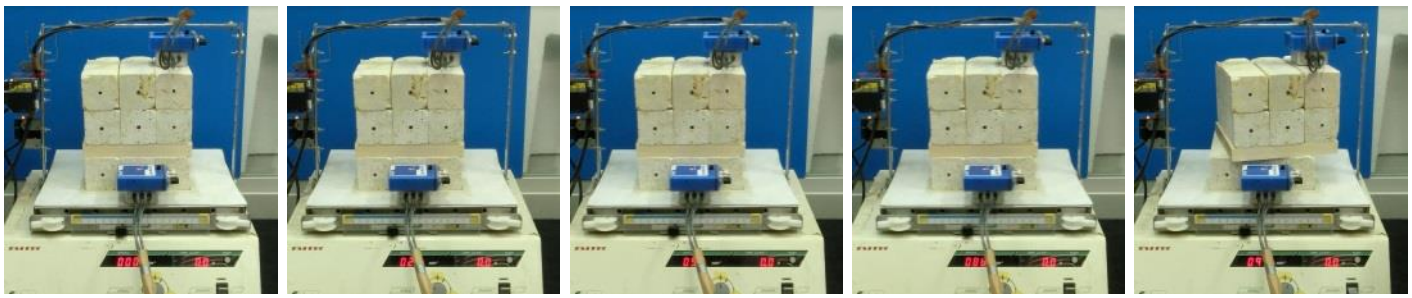
(a) 0 second (b) 15 second (c) 30 second (d) 45 second (e) 60 second

図-5 簡易石積みモデル （連続板なし）



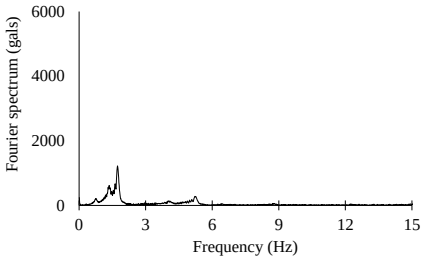
(a) 0 second (b) 15 second (c) 30 second (d) 45 second (e) 107 second

図-6 簡易石積みモデル （3 mm 厚連続板あり）

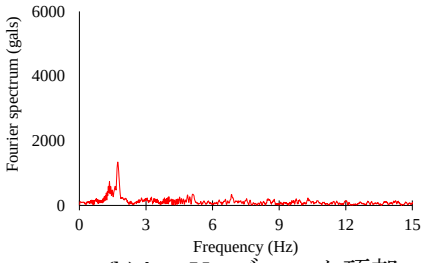


(a) 0 second (b) 15 second (c) 30 second (d) 45 second (e) 114 second

図-7 簡易石積みモデル （19 mm 厚連続板あり）

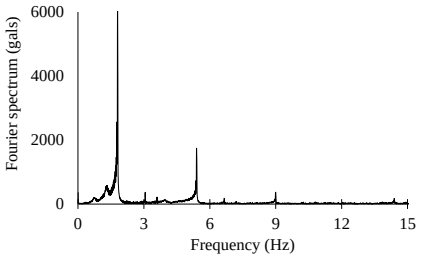



(a)Acc.Dx 振動台

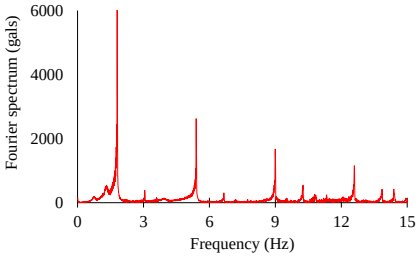



(b)Acc.Ux ブロック頂部

**図-8** 板なしの場合のフーリエスペクトル値

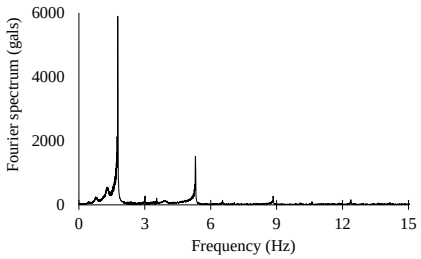



(a)Acc.Dx 振動台

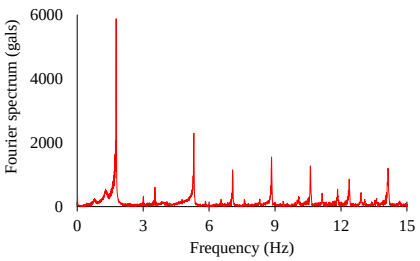



(b)Acc. Ux ブロック頂部

**図-9** 3 ㎜連続板ありの場合のフーリエスペクトル値




(a) Acc.Dx 振動台




(b) Acc.Ux ブロック頂部

**図-10** 19 ㎜連続板ありの場合のフーリエスペクトル値

## ４．おわりに

本研究から組積造に連続板を挿入することは耐震性増加の面において非常に有用であることが分かった．また，現地で調達できる材料であり，高いコストと高度な技術も要求しない方法であると言える．したがって，現地における組積造構造物の耐震補強技術として提案していきたいと考える．

一方，沖縄県においても石積み壁体の組積造構造物が各地で見られ，巨大地震発生時には大きな被害が想定される，本提案は，この様な石積み構造にも適用可能であると考えられ，今後応用していくことが望まれる．しかしながら，本研究では連続梁の材質の違いが構造物全体の挙動に及ぼす影響，石やレンガの積み方の違いと振動特性の関連性，組積造の隅角部における振動挙動等については検討しておらず，今後研究すべき事項だと言える．

## 参考文献

1) 櫻井光太郎，Navaratnarajah SATHIPARAN，目黒公郎：PP-band 工法による不整形石積み組積造壁の耐震補強に関する実験的研究，土木学会論文集 A1, Vol. 65(1), pp. 388-392, 2009.

2) 峠貴道，後藤康明，北野敦則，城攻：RC 枠組礎石造壁体のせん断抵抗に対する柱断面形状および補強方法の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, 2008

# サンゴ礫混じり土の液状化判定に関する基礎的研究

琉球大学大学院　○﨑山　将
琉球大学大学院　広瀬孝三郎
琉球大学　岩崎竜馬
琉球大学　松原　仁
琉球大学　藍檀オメル

## 1. はじめに

液状化現象は，地震によって引き起こされる主な災害のひとつとして知られており，過去の液状化被害は相当数存在する[1),2),3)]．2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では，東北地方のみならず震源地から300km～500km離れた千葉県浦安市や東京湾等の関東地方沿岸部でも液状化が多発した．特に，埋立地や旧河道等のエリアにおいては，地下水位が高く，均等係数が1.99～3.49で粒度組成が均質な土質で構成された沖積層等が確認されており，それらが大規模な液状化被害を誘発した原因のひとつであるとも言われている．

我が国における液状化に関する研究は，液状化発生地域で採取した試料サンプルを用いて土粒子の浮き上がり易さに関する実験を行い，多量の噴砂が発生する原因について着目した研究[4)]や，種々の地盤改良工法の液状化に対する効果の違いについて比較検討を行った研究[5)]等，数多く存在する．しかしながら，琉球列島沿岸部に広く分布するサンゴ礫混じり土の液状化の可能性に関しては，未だ十分に検討されていない現状がある．

そこで本研究では，サンゴ礫混じり土の液状化判定について検討するため，沖縄県内の地盤から採取した試料サンプルを用いて土の粒度試験，一面せん断試験及び，人工的に作製したサンゴ礫混じり土を用いて簡易的に振動実験を実施し，液状化現象の観察を行った．

## 2. 実験概要

### 2.1 実験試料

本研究では，液状化が発生する可能性のある砂質地盤（沖縄県内在）におけるボーリング調査によって採取された試料サンプルを用いた．ボーリング調査は同じ調査現場で3箇所行われている．試料サンプルは，ボーリング箇所No. 1の深さ13.8 m~13.9 m，No. 2の11.4 m~11.5 mおよび12.75 m~12.85 m，No. 3の12.9 m~13.0 m・11.7 m~11.8 mおよび5.15 m~5.45 mのそれぞれ1つずつ計6つ用意した．一面せん断試験用試料サンプルに関しては，上記の試料サンプルを温度110 ℃に設定した炉乾燥機を用いて乾燥し，含水比を0%に統一した試料サンプルを用いて実験を実施した．一面せん断試験に用いた試料サンプルの例として，乾燥したNo. 3_5.15 m~5.45 mの試料サンプル，および粒度試験に用いた試料サンプルの例として No. 2_12.75 m~12.85 mの試料サンプルをそれぞれ図1に示す．一面せん断試験用試料サンプルの場合，最大粒径2 mmのふるいを通過した試料サンプルのみを用いた（同図(a)）．一方，粒度試験用試料サンプルの場合，粒径の大きい土粒子も全て用いており，サンゴ礫も含まれている事が分かる（同図(b)）． さらに，振動実験で用いた標準砂及び人工的に作製したサンゴ礫混じり土を図2に示す．サンゴ礫混じり土に関しては，標準砂と粗砂分を多く含むチービシ砂（粒径2 mm以上）を1：1の割合で混合したものとなっている．

### 2.2 実験方法

ボーリング調査によって採取された試料サンプルを用いて土の一面せん断試験（JGS 0560）及び土の粒度試験（JIS A 1225）を実施した．一面せん断試験用の試料サンプルは，2 mmふるいを通過した試料サンプルのみを用いた．供試体はプラスチック製の漏斗を使用して空中落下法を行い締固め法にて作製した．さらに圧密応力に関しては，100 kN/m$^2$，200 kN/m$^2$，300 kN/m$^2$と設定して実験を実施した．

キーワード　サンゴ礫混じり土，液状化，噴砂，粒度分布，液状化判定
連絡先　〒903-0213　西原町千原1番地　琉球大学大学院理工学研究科環境建設工学専攻
E-mail　k158479@eve.u-ryukyu.ac.jp



(a) 一面せん断試験用試料　　(b) 粒度試験用試料

図 1　乾燥後のボーリング試料



(a) 標準砂　　(b) 人工的に作製したサンゴ礫混じり土

図 2　振動実験用試料

粒度試験に関しては，粒径 2 mm 以上の試料サンプルはふるい分析，粒径 2 mm 以下の試料サンプルは沈降分析を行った後にふるい分析を実施した．図 3 に振動実験の模式図を示す．同図に示すように振動台を用いて実験体を振動させ液状化現象の観察を行った．振動実験の実験体に関しては，幅 25 cm，奥行き 16 cm，高さ 29 cm のガラス容器に地下水面と地表面を一致させるように水を投入した後試料を自由落下させることで緩く堆積させ，砂層上に不透水層を模擬した発泡スチロールを設置した．不透水層上部にはポリエチレン製の袋に鉛を敷き詰めた 800 g の重りを 4 つ設置し，噴砂現象も同時に確認することが出来るよう，不透水層と砂層の境界部分から地上部に伸びるアクリル製のパイプを設置した．

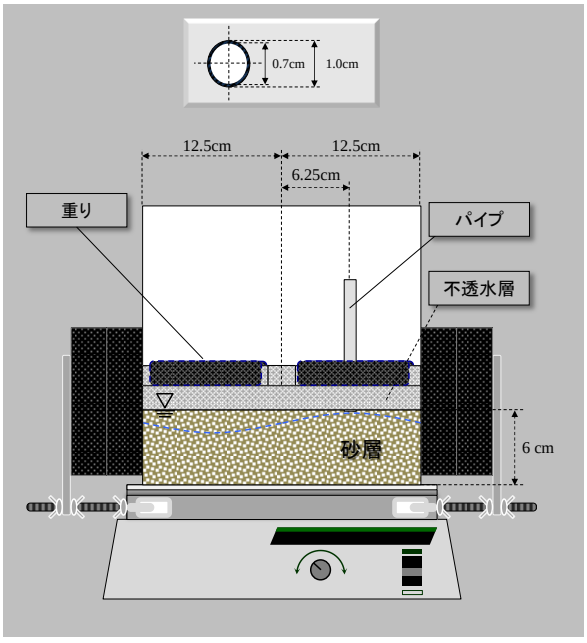



図 3　各試料の粒度分布図

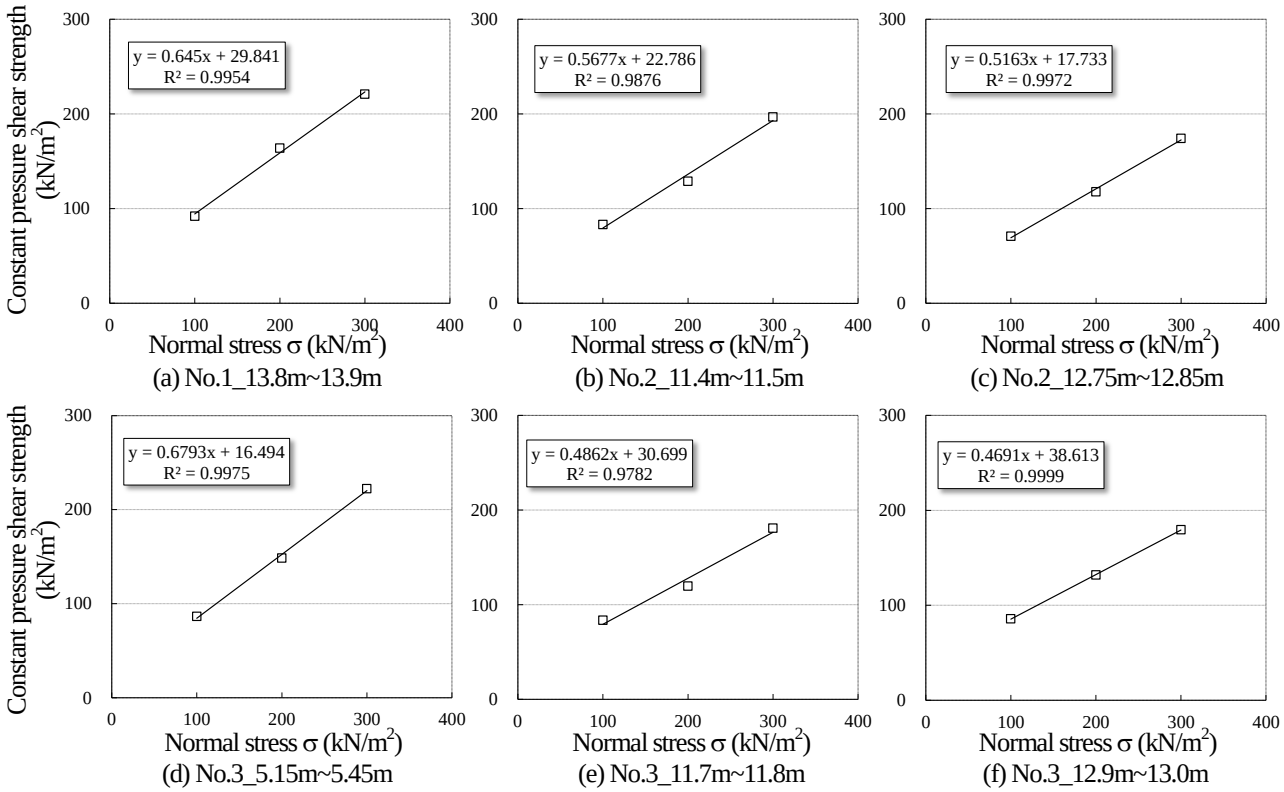



**図 4　定圧せん断強さと垂直応力の関係**

## 3.　実験結果

### 3.1　一面せん断試験

図 4 は一面せん断試験より得られた各試料サンプルの定圧せん断強さと垂直応力の関係を示しており，各試料サンプルの粘着力 $c$ および内部摩擦角 $\phi$ についてまとめたものを表 1 に示す．同図表より，ボーリング箇所 No. 2 においては，ボーリング調査の深度が深くなるにつれて粘着力および内部摩擦角は共に低下するが，No. 3 に関しては，深くなるにつれて粘着力は高くなり内部摩擦角は低下することがわかった．

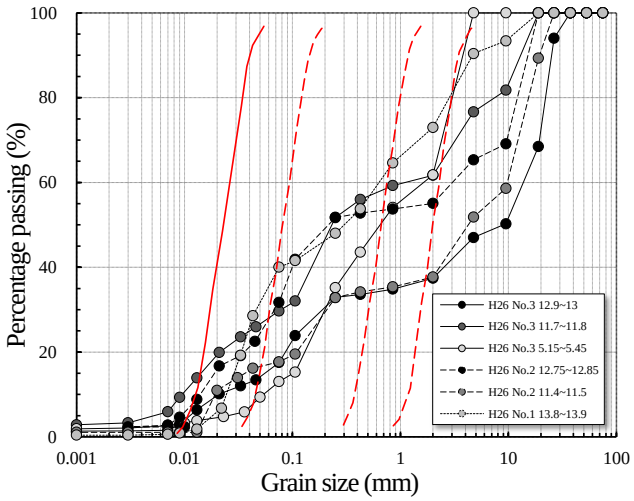
### 3.2　粒度試験

図 5 は土の粒度試験より得られた各試料サンプルの粒度分布を示しており，表 2，表 3 は各試料サンプルの粒度分布から得られた細粒分含有率 $F_c$，平均粒径 $D_{50}$ 及び有効径 $D_{10}$ をまとめたものである．同図において，赤色実線の範囲内に入る粒度分布を持つ土は液状化発生の可能性が高いということ，赤色点線の範囲内の場合は液状化発生の可能性が非常に高いということを意味している [6]．粒径 2 mm 以上 の土粒子を含めた試料サンプル（以下，Case-1 とする）における粒度分布の場合，赤線の範囲内に収まらず分断するように分布した （同図（a））．一方，粒径 2 mm 以下のみの試料サンプル（以下，Case-2 とする）における粒度分布の場合，全試料サンプルにおいて赤線の範囲内に収まる結果が得られた．均等係数は Case-1 が 25~525，Case-2 が 5.6~7.9 となった．

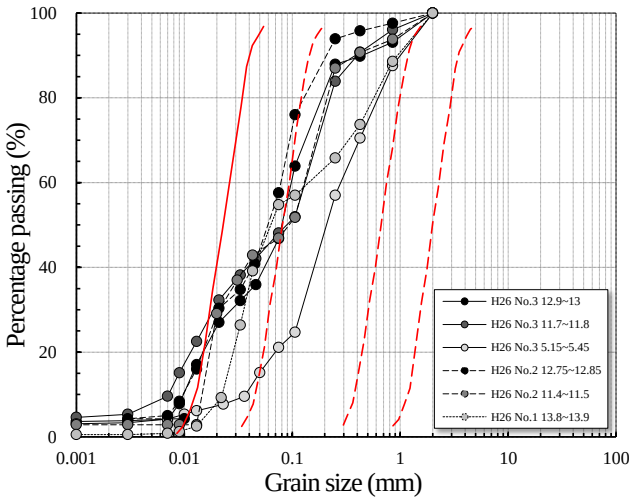
**表 1　各試料の粘着力および内部摩擦角**

| | Sample | Cohesive force $c$ (kN/m²) | Angle of internal friction $\phi$ (°) |
|---|---|---|---|
| No. 1 | 13.8 m~13.9 m | 29.841 | 32.479 |
| No. 2 | 11.4 m~11.5 m | 22.786 | 30.113 |
| | 12.75 m~12.85 m | 17.733 | 27.543 |
| No. 3 | 5.15 m~5.45 m | 16.494 | 34.443 |
| | 11.7 m~11.8 m | 30.699 | 26.575 |
| | 12.9 m~13 m | 38.613 | 25.175 |

表 2，表 3 より，Case-1 と Case-2 の各値を比較した場合，有効径に関しては大きな変化は見られないが，全試料サンプルにおいて細粒分含有率は上昇し，平均粒径は細かくなる結果が得られた．さらに，道路橋示方書・同解説 [7]における液状化判定法によると，「飽和土層が地表面から 20m 以内の深さに存在し，$F_c \leqq 35\%$，$D_{50} \leqq 10$mm かつ $D_{10} \leqq 1$mm」のとき，液状化強度と地震外力から液状化低効率を求めて液状化判定を行う必要があるとしている．




(a) Case-1




(b) Case-2

図 5　各試料の粒度分布図

表 2　Case-1 の細粒分含有率と平均粒径及び有効径

| | Sample | Fine fraction content $F_c$ (%) | Average particle size $D_{50}$ (%) | Effective diameter $D_{10}$ (%) | Judgment |
|---|---|---|---|---|---|
| No. 1 | 13.8 m~13.9 m | 40 | 0.3 | 0.024 | × |
| No. 2 | 11.4 m~11.5 m | 17.7 | 4.3 | 0.02 | ○ |
| | 12.75 m~12.85 m | 31.72 | 0.22 | 0.015 | ○ |
| No. 3 | 5.15 m~5.45 m | 13.02 | 0.64 | 0.053 | ○ |
| | 11.7 m~11.8 m | 29.69 | 0.23 | 0.0095 | ○ |
| | 12.9 m~13 m | 17.7 | 9.4 | 0.02 | ○ |

表 3　Case-2 の細粒分含有率と平均粒径及び有効径

| | Sample | Fine fraction content $F_c$ (%) | Average particle size $D_{50}$ (%) | Effective diameter $D_{10}$ (%) | Judgment |
|---|---|---|---|---|---|
| No. 1 | 13.8 m~13.9 m | 54.8 | 0.062 | 0.025 | × |
| No. 2 | 11.4 m~11.5 m | 46.9 | 0.095 | 0.017 | × |
| | 12.75 m~12.85 m | 57.6 | 0.06 | 0.012 | × |
| No. 3 | 5.15 m~5.45 m | 21.1 | 0.21 | 0.05 | ○ |
| | 11.7 m~11.8 m | 48.12 | 0.09 | 0.009 | × |
| | 12.9 m~13 m | 46.8 | 0.08 | 0.013 | × |

以上の条件を本実験結果に適応した場合，Case-1 の No.1 を除いた全ての試料サンプルにおいて，液状化判定を行う必要があるが， Case-2 の No.3 の 5.15 m~5.45 m を除いた全ての試料サンプルにおいては，液状化判定の必要性は無いとの結果が得られた.

### 3.3　振動実験

図 6 は液状化判定を適用した標準砂及び人工的に作製したサンゴ礫混じり土の粒度分布図を示しており，同図から得られた細粒分含有率と平均粒径及び有効径についてまとめたものを表 4 に示す．同図表より，サンゴ礫混じり土においては液状化判定に差異が生じた．さらに，振動実験時の様子を継時的に示したものを図 7 及び図 8 に示す．同図より，液状化判定より液状化発生の可能性が非常に高い標準砂では液状化現象及び噴砂･噴水現象を目視ではあるが確認できた. さらに，港湾の施設の技術上の基準・同解説における液状化判定の範囲外であるサンゴ礫混じり土においても標準砂同様に，液状化現象や噴砂・噴水現象を確認する事ができた.

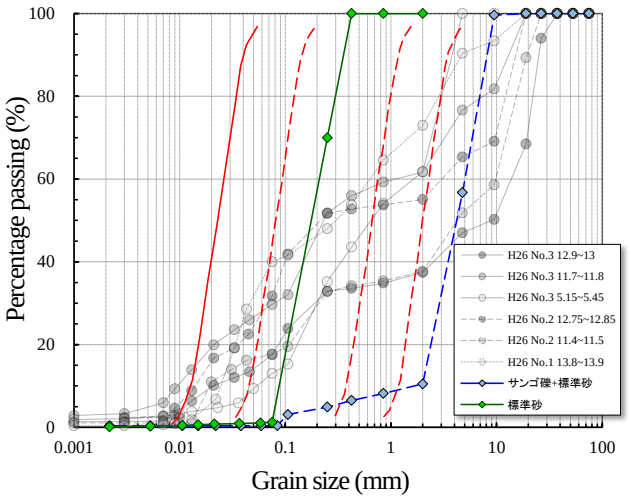
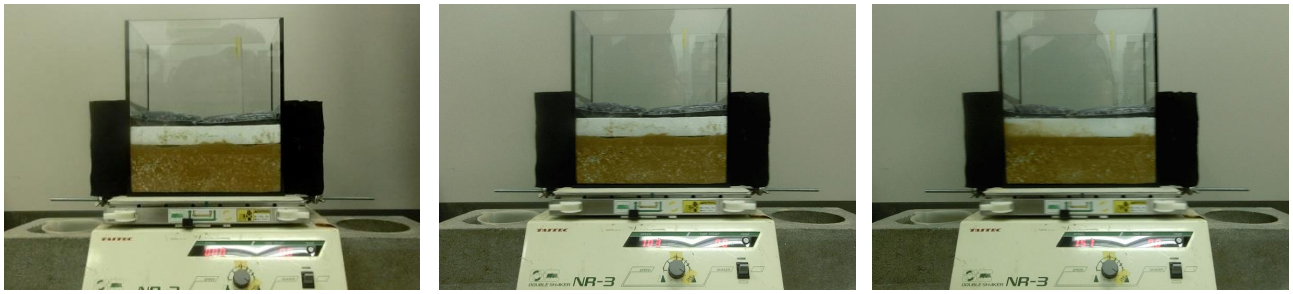


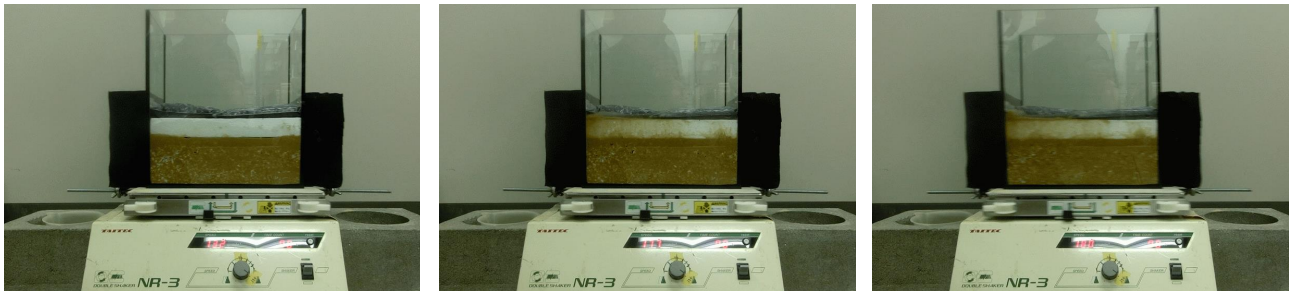

図 6　各試料の粒度分布図

表 4　振動実験試料の細粒分含有率と平均粒径及び有効径

| Sample | Fine fraction content $F_c$ (%) | Average particle size $D_{50}$ (%) | Effective diameter $D_{10}$ (%) | Judgment |
|---|---|---|---|---|
| 標準砂 | 1.2 | 0.18 | 0.089 | ○ |
| サンゴ礫混じり土 | 0.3 | 4.21 | 1.98 | ○ |

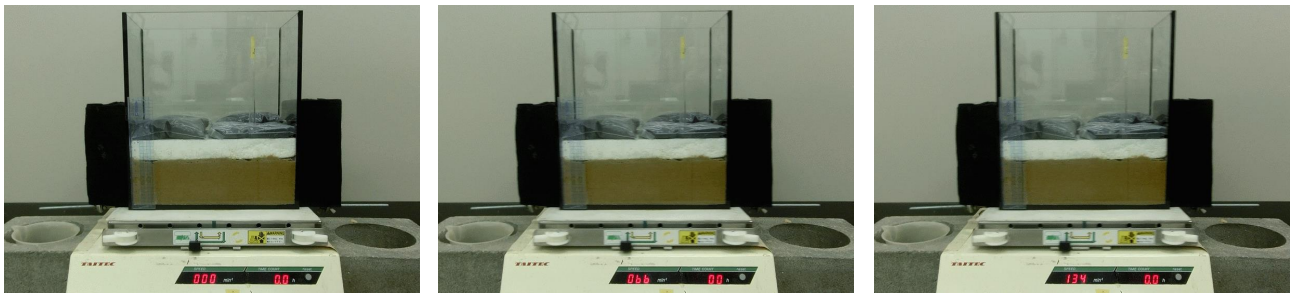


(a) 実験開始時(0s)　(b) 5s 経過　(c) 10s 経過

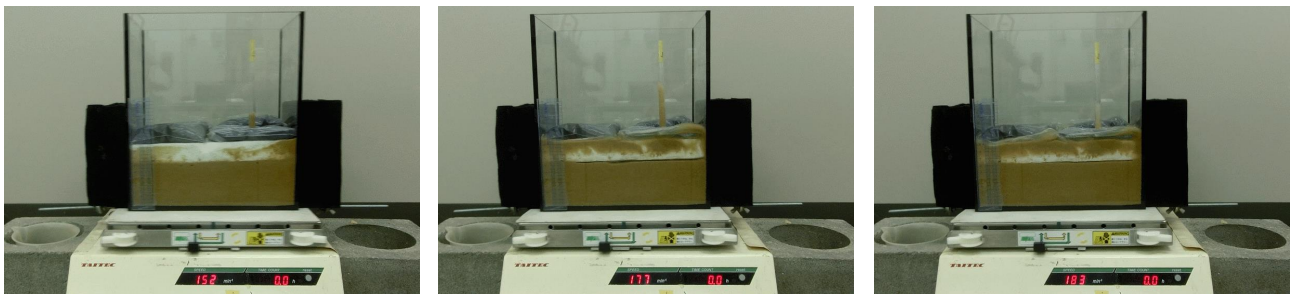


(d) 20s 経過　(e) 30s 経過　(f) 実験終了時(38s)

図 7　サンゴ礫混じり土を用いた振動実験



(a) 実験開始時(0s)　(b) 8s 経過　(c) 16s 経過



(d) 24s 経過　(e) 32s 経過　(f) 実験終了時(40s)

図 8　標準砂を用いた振動実験

## 4. 考察

### 4.1 一面せん断試験

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

### 4.2 粒度試験

実験結果より，Case-1 の粒度分布の場合，全試料サンプルにおいて粒度分布が広範囲に分布し，赤線で示す範囲内に収まっていないことから，液状化発生のリスクは高いとは言えない結果が得られた．しかしながら，Case-2 の粒度分布の場合，粒径が狭い範囲で分布し，赤線で示す範囲内に収まっていることから，液状化発生のリスクが非常に高くなることがわかった．さらに，道路橋示方書における液状化判定における必要性の有無においても Case-1 と Case-2 で差異が生じることが分かった.

以上の結果から，粒度試験に用いる試料サンプル内に粒径 2 mm 以上の試料サンプルを含めるか否かによって，液状化判定の判断に大きな違いが生じることが考えられた．従って，サンゴ礫混じり土のように均等係数が大きい土の場合，従来法に加えて新たな判定基準が必要になると考えられる.

### 4.3 振動実験

実験結果より，液状化判定より液状化発生の可能性が非常に高い標準砂と同様に，液状化発生の可能性が低いと思われる人工的なサンゴ礫混じり土においても液状化現象のような現象を目視ではあるが確認することが出来た．また，人工的なサンゴ礫混じり土においては，液状化判定の基準が変わることで判定結果に違いが生じたことから，前記したように新たな判定基準確立の必要性が考えられる.

## 5. おわりに

本研究では，沖縄県を有する用地における液状化の可能性について検討するため，ボーリング調査によって採取された試料サンプルを用いて土の一面せん断試験及び土の粒度試験を行い，さらに，人工的に作製したサンゴ礫混じり土を用いて簡易的に振動実験を行った. その結果, ボーリング箇所の僅かな違いによって, ボーリング調査の深度における粘着力および内部摩擦角の推移に変化が見られた．液状化発生の可能性については, 粒度組成に基づいた液状化判定(港湾の施設の技術上の基準・同解説)と対象土層条件に基づいた液状化判定の基準(道路橋示方書・同解説(Ⅴ耐震設計編))のどちらを用いても一義的に決められないため，従来法に加えて新たな判定基準が必要になる事が考えられた．また，振動実験において目視ではあるが液状化現象のような現象を観察することができた．本研究は基礎的な実験に留まっているため，今後，さらに試料サンプル数を増やし, より詳細な実験を行う必要がある.

## 参考文献


1) 北出圭介 : 埋立地盤における地盤状態の変化を考慮した液状化予測に関する研究，2014.

2) 余川弘至，田辺晶規，八嶋厚，杉戸真太，沢田和秀，久世益充，中山修，星加泰央 : 地震動の加速度振幅と継続時間が河川堤防に変形を及ぼす影響，日本地震工学会論文集第 9 巻，第 5 号，2009.

3) 岩渕洋子，越村俊一，今村文彦 : 1964 年新潟地震時における地盤沈下・液状化を考慮した津波浸水・油流出の再現，海岸工学論文集，第 54 巻，土木学会，1356-1360，2007.

4) 石川敬祐，安田進 : 東北地方太平洋沖地震による東京湾岸エリアの噴砂特性に関する考察,土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4(地震工学論文集第 31-b 巻)，Ⅰ_274-Ⅰ_281，2012.

5) 坪井英夫，高橋義樹，原田健二，新川直利，石原研而，安田進 : 兵庫県南部地震における液状化被害と地盤改良工法の効果, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1996 年 1 月.

6) 国土交通省港湾局監修 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説，上巻，p282，1999.

7) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.

# GPS 観測データを用いた日本列島における水平ひずみモニタリングシステムの構築

琉球大学　○椎原 靖真
琉球大学大学院　江戸 孝昭
琉球大学　松原 仁

## 1. 背景と目的

我が国は，大陸プレートであるユーラシアプレートと北米プレート，さらに，海洋プレートであるフィリピン海プレートと太平洋プレートの 4 つの大きなプレートの境界に位置しているため，地震が多発する地帯と言われている [1]．USGS（アメリカ地質調査所）[2]によると，世界の地震発生件数の 1/10 が我が国及び我が国周辺で発生していると報告されている．

2011 年 3 月 11 日に起きた東北地方太平洋沖地震は，我が国において観測史上最大規模（M 9.0）の地震であり，死者 19,225 名，住家全壊 127,830 棟といった未曽有の人的および物質的損害をもたらした．その他にも，2003 年に発生した十勝沖地震，2004 年，2007 年に発生した新潟県中越地震，2008 年に発生した岩手・宮城内陸地震などによる被害が相次いで発生している．地震は人間生活の安心・安全の観点から極めて重要かつ深刻な問題である．したがって，日本列島における地殻変動の様子を捉え，地震発生前に何らかの挙動が生じていないかを調べることは重要である．

中尾ら [3]は，地盤のひずみ速度と内陸地震発生頻度の相関性を調べ，ひずみ速度と地震の発生頻度には高い相関があることを明らかにした．また，神山ら [4] は，2008 年に発生した岩手・宮城内陸地震の被害と永久変位の関係を調べている．一方，渡嘉敷ら [5] は，GPS 地殻変位観測データを用いて，琉球列島における地殻変動の様子を捉えた研究を行っている．しかしながら，既往の研究では，最大主ひずみをもとに，日本全土の地殻変動の様子を捉えたものが見当たらない．

そこで，本研究では，日本全土約 1,300 箇所に設けられている各電子基準点（国土地理院提供）を用いて，日本全土における主ひずみを算出し，1996 年から 2015 年における主ひずみモニタリングシステムを構築することを目的とする．

## 2. 解析方法

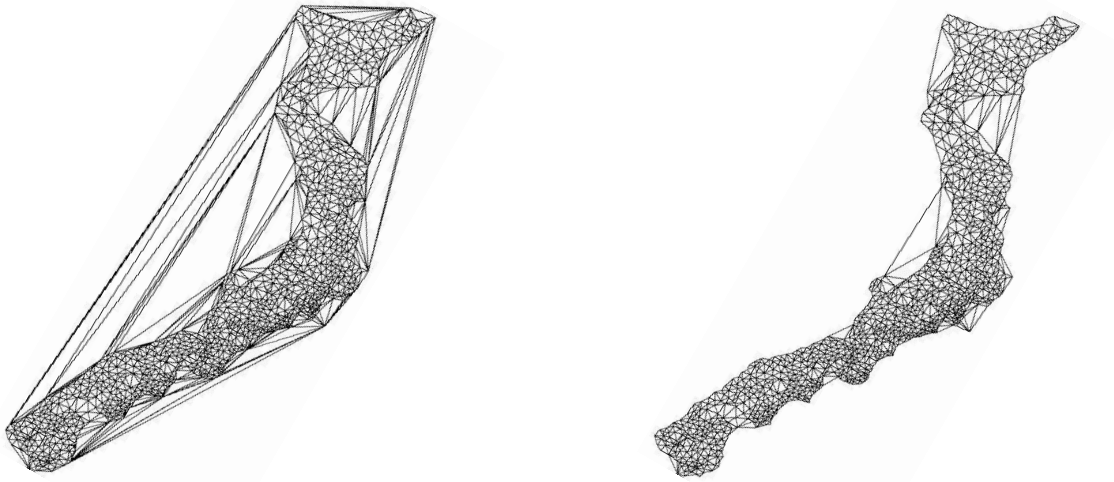
### 2.1 最大主ひずみの算出

使用したデータは，国土地理院 [6]が保有している GEONET（GPS 連続観測システム）によって得られた各電子基準点の位置情報である(図-1)．まず，本研究では，主ひずみを算出するにあたり，高精度メッシュジェネレーターを用いて日本全土を要素分割し，各電子基準点の変位ベクトルを用いて，主ひずみ分布を算出する．具体的には，オープンソースである Triangle[7),8)]を用いて，図-2(a)に示すように日本全土を要素分割する．そして，図-2(b)に示すように洋上に見受けられる偏平な形状を有する要素を取り除くために，本研究では，アスペクト比を用いた．一般に，アスペクト比とは，三角形要素の最長の辺とその辺に直角な方向への高さとの比を意味する．しかし，



図-1　国土地理院による基準点データ

キーワード：地殻変動　最大主ひずみ　アスペクト比
連 絡 先：〒903-0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　E-mail:e125323@eve.u-ryukyu.ac.jp



(a) アスペクト比による補正「なし」　　(b) アスペクト比による補正「あり」

**図-2　日本列島のメッシュ分割図**

制度的な問題が生じたため，本研究では，三角形における内接円と外接円を考慮し，アスペクト比を次式で定義した．

$$Q = \frac{R}{r} \tag{1}$$

ここで，$Q$：アスペクト比，$R$:外接円の半径，$r$:内接円の半径を表す．具体的には，$Q$＞5.7 の場合での要素を取り除いた．

次に，各三角形要素内の最大主ひずみを算出する．国土地理院が捉えた各電子基準点の情報は地表面上で 3 次元的であるが，地球の内部方向の変形に対する情報を得ることはできない．そのため，本研究では，最大主ひずみを求める際には，2 次元的に扱うことにした．すなわち，垂直ひずみとせん断ひずみは次式にて定義される．

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \tag{2}$$

ここで，$u$：$x$ 方向の変位，$v$：$y$ 方向の変位を表す．次に，有限要素法で利用される形状関数を用いる[9]と，要素内の変位は次式で示される．

$$\{\varepsilon\} = [N]\{U\} \tag{3}$$

ここで，$\{\varepsilon\}$：三角形要素ひずみ $[N]$：形状関数行列，$\{U\}$：節点変位ベクトルである．式（2）と式（3）を利用して任意の要素内におけるひずみと変位の関係は，次式で示される．

$$\{\varepsilon\} = [B]\{U\} \tag{4}$$

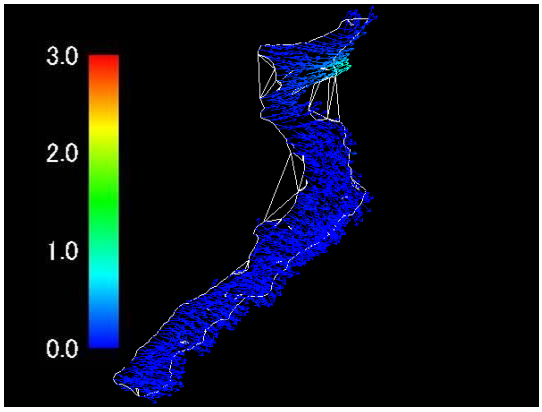
ここで，$[B]$：ひずみ－変位マトリックスを表す．

上記の式より求めた，せん断ひずみ及び，$x$ 方向，$y$ 方向のひずみを用いて主ひずみは次式にて定義される．

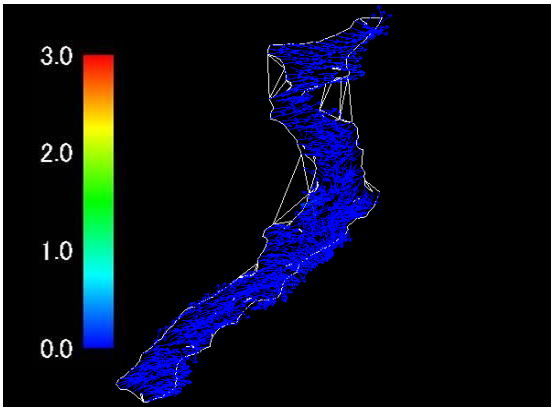
$$\varepsilon_{1.2} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \gamma_{xy}^2} \tag{5}$$

## 3.　解析結果と考察

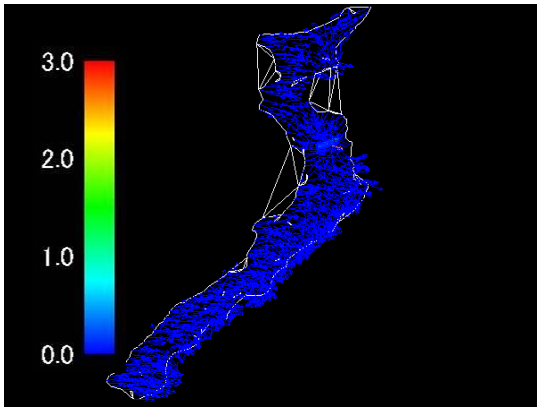
本研究では, 1996 年から 2015 年までの変位ベクトルと最大主ひずみを算出した．**図-3** 及び，**図-4** にそれぞれ変位ベクトルと最大主ひずみの分布例を示す．**図-3** と**図-4** に示す規模の大きな地震は，2003 年 9 月 26 日十勝沖地震(M 8.0), 2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震(M 6.8)，2008 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震(M 7.2), 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震(M 9.0)が挙げられる．**図-5** は気象庁が提供している震度データベース[10]であり，円の直径は地震の規模，円の色は震源の深さを表している．**図-4** と**図-5** を比較すると，定性的ではあるが地震が発生した場所で最大主ひずみが生じていることが分かる．特に，2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震は**図-3** より，変位の影響が日本全土にまで影響しており，**図-4** より，最大主ひずみも東北地方を中心に広範囲に広がっている． したがって，本モニタリングシステムをリアルタイムで実装し，地殻の変化を監視することは，地震防災工学上，極めて重要だと考えられる．



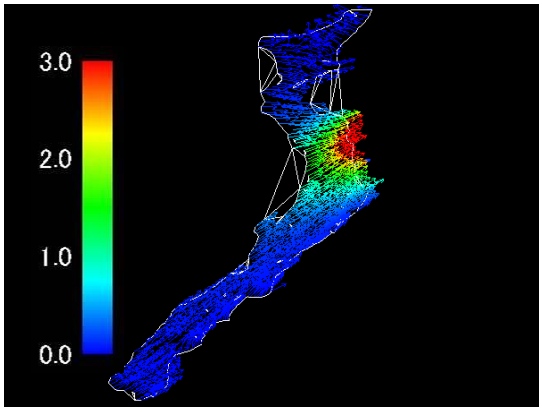

(a)2003-2004 年




(b)2004-2005 年

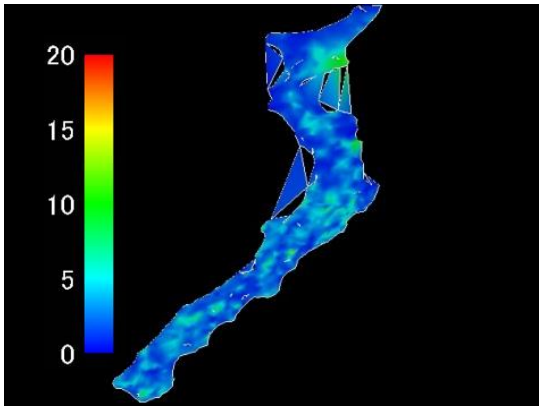



(c)2008-2009 年

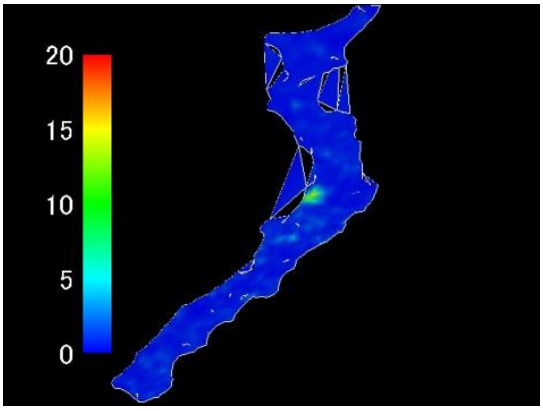



(d)2011-2012 年

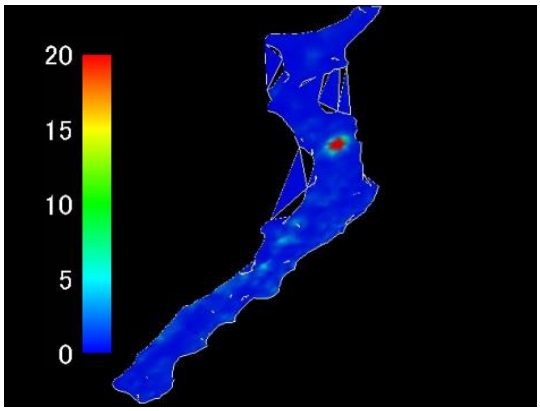
図-3　変位ベクトル図　単位(m)



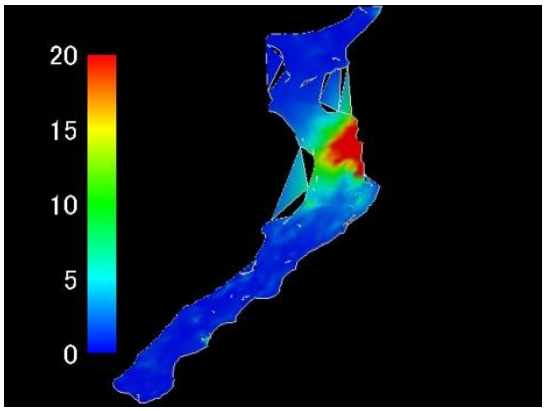

(a)2003-2004 年




(b)2004-2005 年

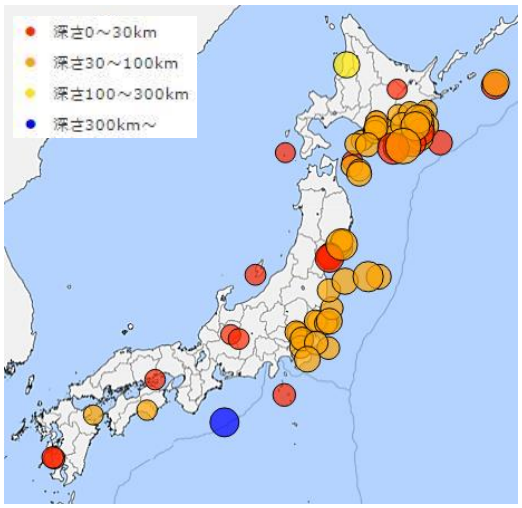



(c)2008-2009 年

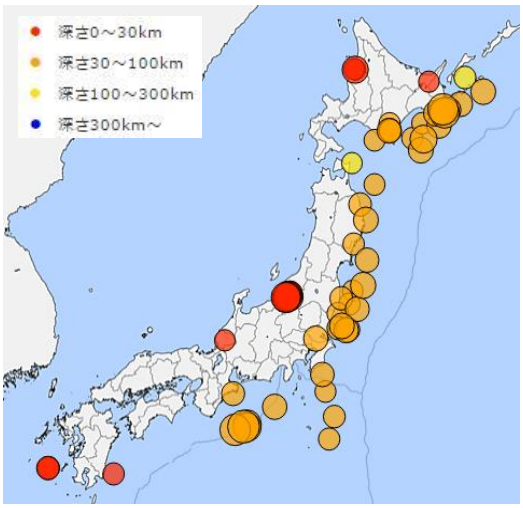



(d)2011-2012 年

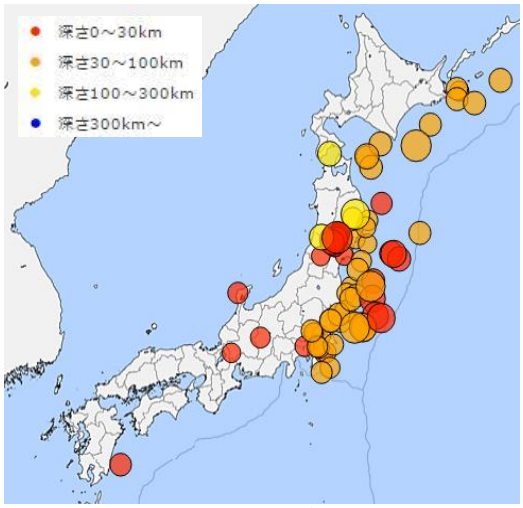
図-4　最大主ひずみ分布



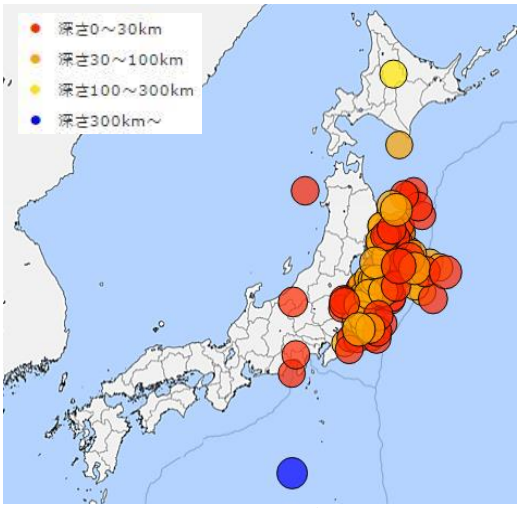

(a)2003-2004 年




(b)2004-2005 年




(c)2008-2009 年




(d)2011-2012 年

**図-5 気象庁による地震発生データベース（http://www.data.jma.go.jp）**

## 4. まとめ

本研究では, 1996 年から 2015 年までの日本列島で起きた地震による地殻変動を調べた．本研究で得られた知見をまとめると，以下のようになる．

1) 変位ベクトルは震源方向に向かっていることが分かった．
2) 気象庁の震度データベースと比較した結果, 定性的なものではあるが地震が発生した場所で最大主ひずみの最大値が生じていることが分かった．

一方，国土地理院が保有している，電子基準点の位置情報は，地震の影響やサーバの不具合により，欠損している箇所が見受けられた．そこで，欠損した箇所のデータを補間し，補間されたデータの解析結果と元のデータで得られた解析結果との比較・検討を行うことが望ましい．これらの事については，今後の課題としたい．

## 参考文献

1) 地震調査推進本部，http://www.jishin.go.jp/
2) USGS（アメリカ地質調査所），http://earthquake.usgs-.gov/
3) 中尾政史，高田毅士，糸井達哉：GPS 観測データを用いた地盤の歪速度と内陸地震発生頻度の相関性の考察，2009 年度日本建築学会関東支部研究報告集，vol.80，pp.221-224，2010.
4) 神山眞，松川忠司，穴澤正広：2008 年岩手・宮城内陸地震の被害と地盤の永久変位の関係，日本地震工学会論文集，vol.11，pp.53-66，2011.
5) 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構造物の安定性評価に関する研究，pp.71-93，2011.
6) 国土地理院，http://www.gsi.go.jp/
7) Shewchuk, J. R.: Triangle Engineering a 2D Quality Mesh Generator and Delaunay Triangulator, Applied Computational Geometry, Vol.1148, pp.203-222, 1996.
8) Shewchuk, J. R.: Delaunay Refinement Algorithms for Triangular Mesh *Generation*, Computational Geometry, ,pp,21-74,2002.
9) O.C. ツィエンキーヴィッツ，基礎工学におけるマトリックス有限要素法，株式会社培風館，pp，20-24，44-47，1996.
10) 気象庁，http://www.data.jma.go.jp/

# GPS による琉球諸島における地殻変動の観測とその評価

琉球大学　○松田健太
琉球大学　正会員　藍壇オメル，富山潤

## 1.序論

琉球諸島は，沖縄トラフと琉球海溝に挟まれた場所に位置し，地震活動が活発な地域となっている．琉球諸島周辺にあるプレート等の地殻変動が地震を発生させる原因ともなっている．

本研究では，国土地理院の琉球諸島周辺で観測される地殻変位データ(GEONET)を用い，有限要素法を利用して地殻のひずみ速度と応力速度を算定する．その変化と琉球諸島周辺の発生地震の関係について検討する．

## 2. GPS 観測システムと琉球諸島における観測網

本研究では，琉球諸島周辺の地殻変動を調べるために，GPS 観測システム(GEONET)を利用し，琉球諸島周辺の 29 地点の電子基準点を選定し，観測点ごとの座標(X, Y, Z)を取得する．観測点データは，1998 年 1 月 1 日～2015 年 6 月 30 日に観測されたものを取得する．この観測は，基本的には毎日 12:00:00 に行われている．**図 2-1** に観測された地殻変位を示す．

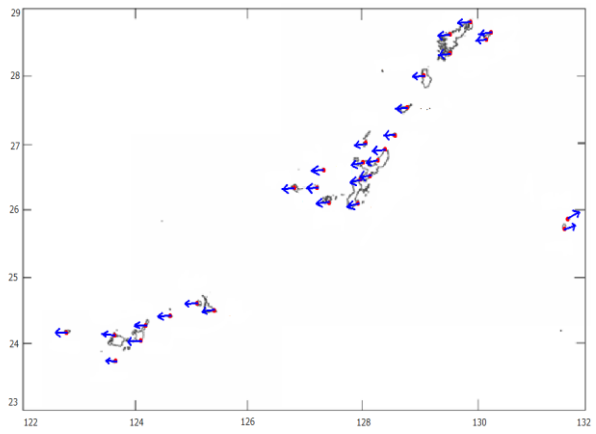
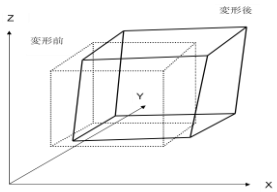



**図 2-1** 1998~2015 年における琉球諸島の地殻変位

## 3. 地殻変動の評価の原理

ここでは，観測された地殻変位をもとにひずみ・応力速度を算定し，評価する．




$\dot{u}$ ：x 方向の変位速度
$\dot{v}$ ：y 方向の変位速度
$\dot{w}$ ：z 方向の変位速度

**図 3-1** 物体の微小変形

**図 3-1** のように微笑要素が変形する時，垂直ひずみ速度成分とせん断ひずみ速度成分に分けられる．

・垂直ひずみ速度成分

$$\dot{\varepsilon}_{xx}=\frac{\partial \dot{u}}{\partial x} \qquad \dot{\varepsilon}_{yy}=\frac{\partial \dot{v}}{\partial y} \qquad \dot{\varepsilon}_{zz}=\frac{\partial \dot{w}}{\partial z}$$

・せん断ひずみ速度成分

$$\dot{\gamma}_{xy}=\frac{\partial \dot{v}}{\partial x}+\frac{\partial \dot{u}}{\partial y} \qquad \dot{\gamma}_{yz}=\frac{\partial \dot{w}}{\partial y}+\frac{\partial \dot{v}}{\partial z} \qquad \dot{\gamma}_{zx}=\frac{\partial \dot{u}}{\partial z}+\frac{\partial \dot{w}}{\partial x}$$

しかし，GPS の変位データからは深さ方向の情報を得ることが不可能なため，以下の式を傾斜ひずみとして定義する．

・傾斜ひずみ $\dot{\gamma}_{yz}=\frac{\partial \dot{w}}{\partial y}$ $\dot{\gamma}_{zx}=\frac{\partial \dot{w}}{\partial x}$

ここで，ひずみ速度を求めるために，観測された変位速度を用い，有限要素法で利用されている形状関数の考え方を導入する．

$$\{\dot{u}\}=[N]\{\dot{U}\} \qquad \{\dot{\varepsilon}\}=[B]\{\dot{U}\}$$

$\{N\}$ ：形状関数行列
$\{\dot{U}\}$ ：接点の変位速度ベクトル

キーワード：GPS 観測，地殻変位，応力速度，ひずみ速度，有限要素法
連絡先　〒903-0123 西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科　TEL0988958663

本研究では**図 3-2** のように GPS 観測点メッシュを示し，それぞれの領域内での任意の位置における変位速度を形状関数により近似して地殻のひずみ速度と応力速度を求める．

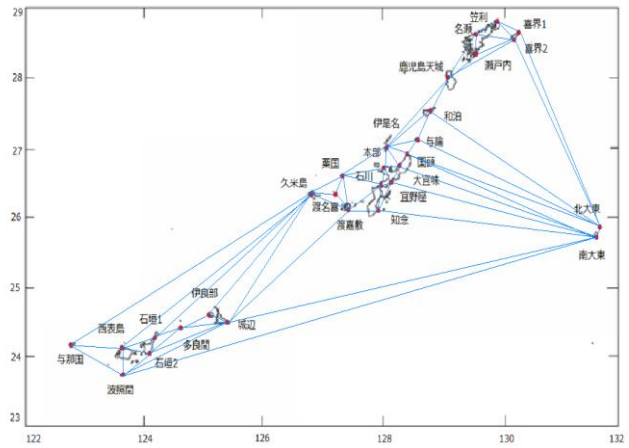


**図 3-2**　GPS 観測点メッシュ

地震発生の地域を予測するための指標として，次のような応力速度を定義する．

$$\dot{\tau}_{\max} = \frac{\dot{\sigma}_1}{2} - \frac{\dot{\sigma}_3}{2}$$　　最大せん断応力速度

$$\dot{\sigma}_m = \frac{\dot{\sigma}_1}{2} - \frac{\dot{\sigma}_3}{2}$$　　平均主応力速度

$$\dot{\tau}_d = |\dot{\tau}_{\max}| + \beta\dot{\sigma}_{\max}$$　　破壊接近度応力速度

$\beta$ ：摩擦係数

この破壊接近度応力速度は，地殻岩盤の破壊接近度を示しており，岩盤内での分布が集中すれば，その周辺の岩盤の破壊レベルが高くなると予測される．

## 4. 計測結果及び発生地震との関係

**図 3-2** の要素の中から，発生地震が多いとされる与那国・波照間・西表島領域をピックアップして**図 4-1** には，その領域における応力速度と蓄積マグニチュードを示し，**図 4-2** には，その領域周辺の発生地震を示す．

この結果より，応力速度と発生地震の関係をみてみると，応力速度の動きが大きいところに比較的大きな地震の発生が集中する傾向が見られた．それが顕著にあらわれているのが 2002 年あたりの結果で，約マグニチュード 7.0 の地震が発生した時に応力速度も最も大きな動きを示している．応力速度と蓄積マグニチュードにも良い相関が見られる．

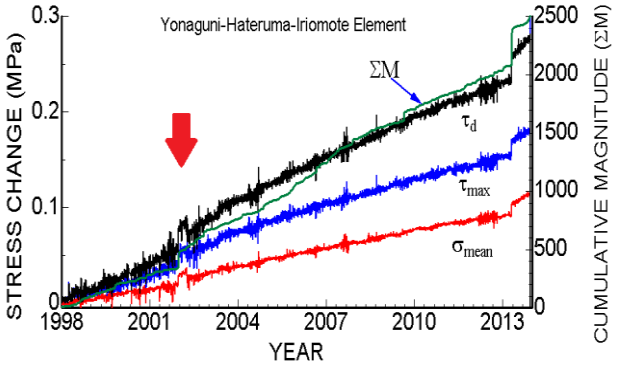



**図 4-1**　与那国・波照間・西表島の応力速度と蓄積マグニチュード

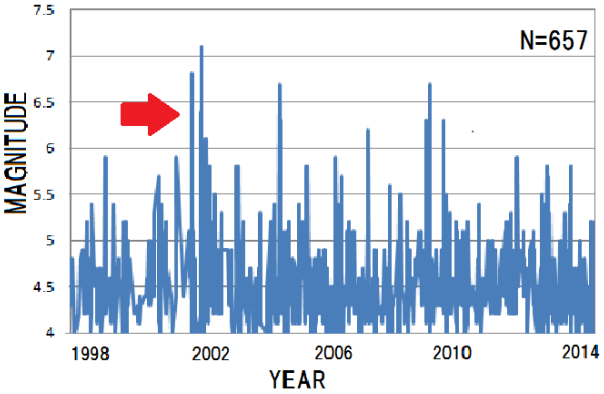



**図 4-2** 与那国・波照間・西表島周辺の発生地震

## 5.まとめ

・GPS によって観測された琉球諸島の地殻変位は南・北大東島は北東方向に変位し，それ以外はおよそ西南西方向に変位している．

・地殻岩盤の破壊レベルを表す指標として，最大せん断応力速度・平均主応力速度・破壊接近度応力速度を定義し，過去の発生地震との関連性を照査した結果，応力速度の動きが大きいところに，大きな地震の発生と発生頻度が集中していた．

以上のことより，地震発生の地域を予測する有効な指標になることを示しており，今後も観測，データの蓄積を続け，より高度な地震予知に繋げていくことが重要である．

## 6. 参考文献

アイダン・オメル：Global Positioning System を用いた地震予知の可能性，「海-自然と文化」東海大学紀要海洋学部　Vol.4,No.3,　pp.77-80　2006

# 亜炭廃鉱地域における空洞充填効果の評価に対する動的モニタリング法とその適用

琉球大学大学院　学生会員　○濵　裕人　琉球大学　正会員　藍壇オメル，富山潤

## 1 はじめに

亜炭とは炭化の程度が低く，発熱量の小さい石炭の一種である．エネルギー革命による石炭や亜炭から石油への依存割合の転換と海外からの安い石炭の輸入増により，我が国の亜炭産業は急速に衰退し，その結果，採掘跡は手当を施されない廃坑空洞が残された．

東日本大震災では数多くの亜炭廃鉱に陥没が発生し，その数は 320 箇所を越している．[1),2)] 東海地域(愛知県・岐阜県御岳町など)において，これら亜炭廃坑は集中した形で存在し，炭廃坑が残存する地域では，採掘を終えて40数年がたった今日においても，地表面の陥没や構造物の沈下などの被害が発生し，今後予想される巨大地震によるさらなる陥没の発生が危惧され，大きな問題として国が認識している．

岐阜県御岳町では，南海トラフ巨大地震に対する危険度がレベル 1 と評価されたことを根拠として南海巨大地震亜炭鉱跡防災モデル事業防災工事(空洞充填)が施工されている．充填工事によって，地盤の変形および支持耐力が改善されることが期待されている [3)]．

## 2 モニタリング概要

充填前後の地盤の振動特性を把握するために地震時および重錘落下による振動計測および常時微動法を利用し，各システムの概要について述べる．

2-1 設置位置

御岳町比衣地区第二期防災工事の充填現場で計測を行った．空洞内に水の有無で地盤の振動特性が異なることを考慮し，水がある場合とない場合の二箇所で行った．(図 1)




図 1 システムの設置位置

2-2 地震観測システム

本加速度計は、加速度センサー、データロガー(2GB)および内臓バッテリーで構成され、長期の観測を考慮し外部電源による蓄電も可能で今回ソーラーパネルを利用した．

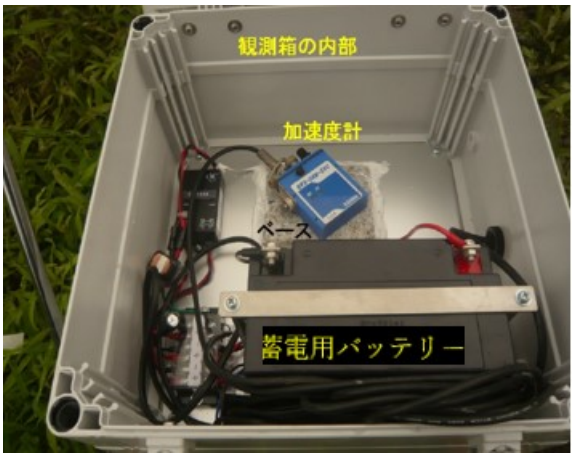



図 2　加速度計概要

キーワード　亜炭廃坑，残柱，充填，固有振動特性，常時微動

連絡先　〒903-0213 西原町千原一番地　琉球大学環境建設工学科　E-mail：k158477@eve.u-ryukyu.ac.jp

2.3　落下試験による振動計測

振動計測で用いる加速度計をシンクロできるサンプリング間隔が 50μs に設定が可能なものに改良しワイヤーで接続した．落下物は 1 トンの砂袋で高さ 1m から落下させた．

2-4　　常時微動計測

常時微動法を利用して地盤の振動特性についての計測を行い、充填前の振動特性を把握する。

## 3．計測結果

計測地点では充填工事はまだ行われていないので計測結果は充填前に限定して行った結果について述べる．

3-1 地震観測システムによる計測結果

加速度計のトリガーレベルを 16gals(震度 3 程度)に設定し 2015 年 7 月 17 日に開始した．今までに御嵩町で震度 3 を超える地震は発生していないため，現段階で地震の記録はとられていない．しかし，計測中に工事に伴う振動とは別の振動の記録がとられている．2015 年 7 月 20 日午前 10 時ごろ観測地点から 120m 離れた地点で陥没が発生した．(図 3)この陥没による加速度記録を図 4 に示す．加速度の最大値 500gals を超えている



図 3　陥没の様子(2015.7.20)

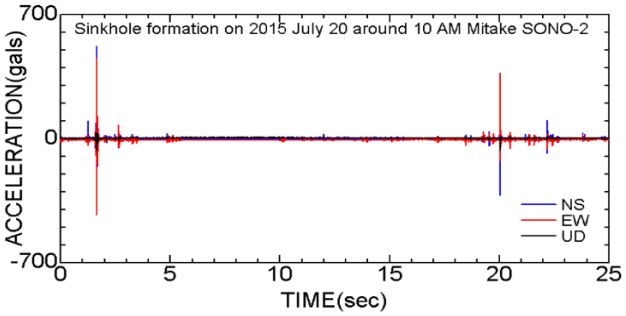



図 4 陥没による加速度記録

3-2 落下試験による振動特性計測結果

空洞内に水が存在することによって地盤の振動特性が異なることを考慮して計測対象地点を二箇所とした．

図 5 に水なし地点における加速度記録を示す．初動の読みから弾性波速度は，約 731m/s．図 6 は，空洞内の水あり地点における加速度記録を示す．初動の読みから弾性波速度は約 1127m/s である．岩盤の空壁・亀裂などは地下水で飽和されていることから弾性波速度が高くなったことが分かる．両地点における観測結果の比較から，空洞内に空気以外の物質が存在すると，岩盤の弾性波速度が上昇することが言える．

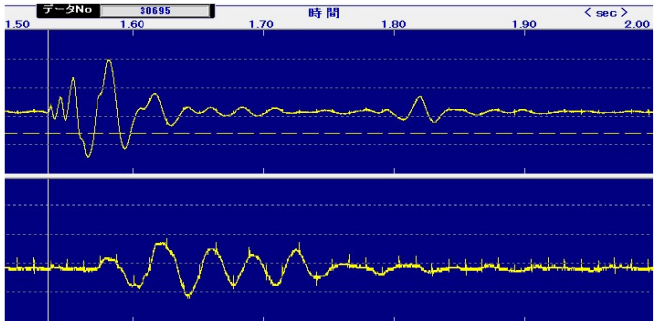



図 5　水なし地点における加速度記録

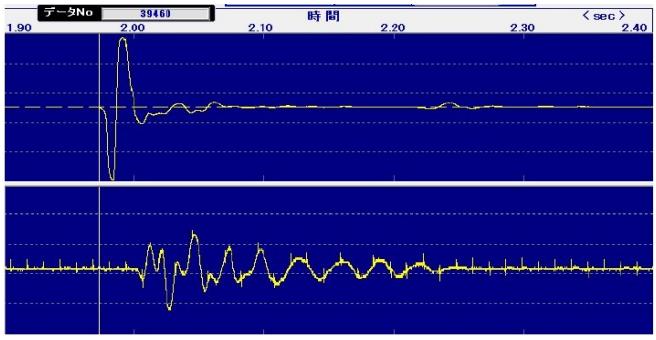



図 6　水あり地点における加速度記録

3-3 常時微動解析

図 7 と図 8 に水なし地点の鉛直成分のフーリエスペクトルと H/V スペクトルを示す．フーリエスペクトルでは 5Hz と 13Hz で，H/V スペクトルにおいては 3 秒と 8 秒に固有な値が見られる．

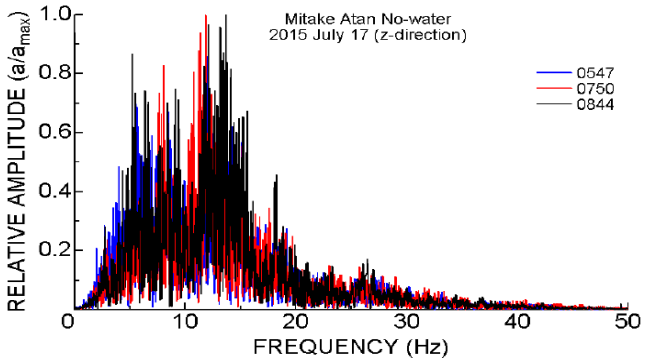



図 7　フーリエスペクトル

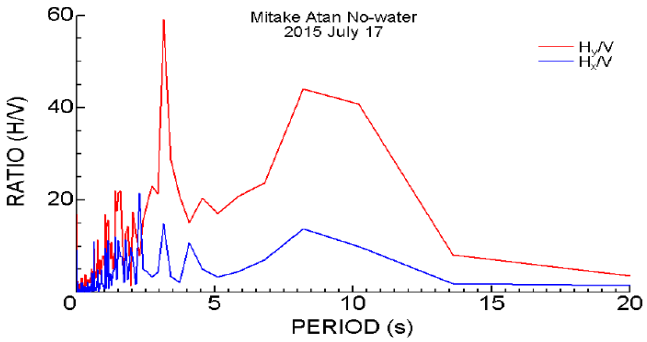



図 8　H/V スペクトル

図 9 と 10 に水あり地点の鉛直成分のフーリエスペクトルを示す．水なし地点と同様に 5Hz と 13Hz, 3 秒と 5 秒に固有値が見られる．

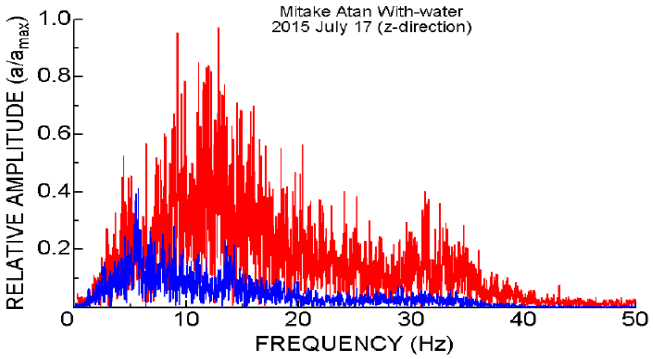



図 9 フーリエスペクトル

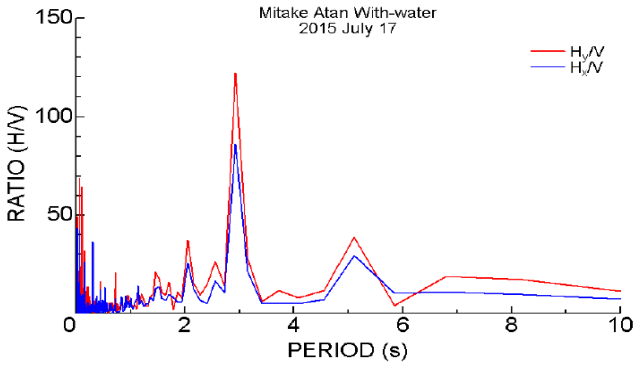



図 10　H/V スペクトル

## 4 地盤の固有振動特性の検討

現時点で，対象計測点での充填工事は行われていない．ここでは充填前後の振動特性について解析的に検討した結果を紹介し現時点で得られた結果との比較を行う．

4-1 充填されていない場合

伝達マトリクス法を用いて，対象地域における亜炭層の深さ 6-10m の充填されていない状態に対する地盤の振動特性を求めた．解析結果を図 11 に示す．結果より亜炭層の深さが大きくなると地盤の固有の周波数は低下し，周波数は 3.05Hz と 3.76Hz の間に変化しており，図 7 から図 10 に示した結果に大変類似していることが分かる．

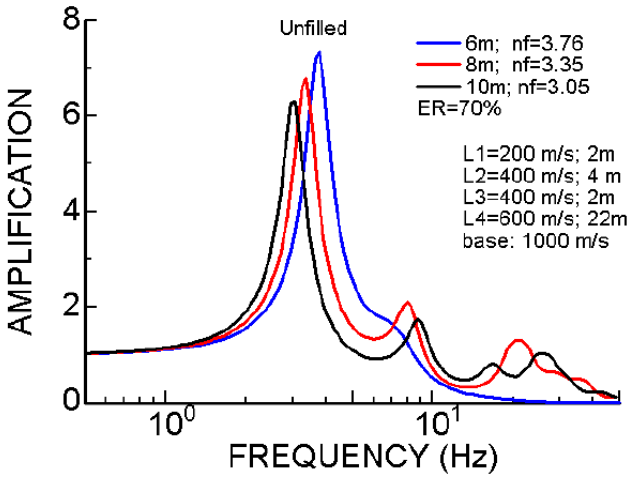



図 11　充填されていない場合の地盤の増幅解析

4-2 充填されている場合

充填物の S 波速度を 200m/s であると仮定し，充填されているものと仮定し行った解析結果を図 12 に示す．充填により，地盤の固有の周波数は充填されていない時と比較して約 1.3Hz 増加している．結果より地盤の剛性が高くなることによって，地盤の固有周波数が大きくなり地盤の弾性波速度は増大することが分かる．

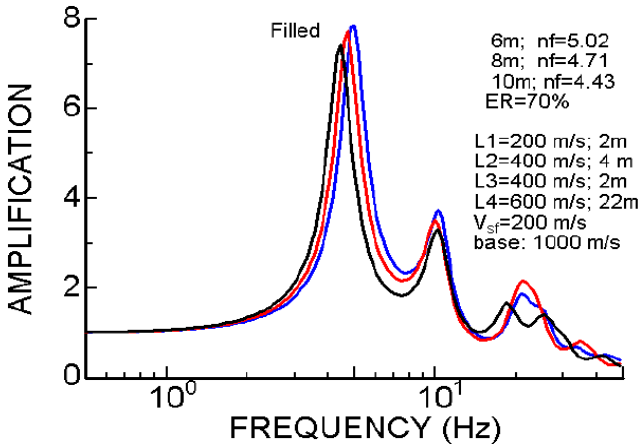



図 12 充填されている場合の地盤の増幅解析

## 5 個別有限要素法による充填効果の解析的検討

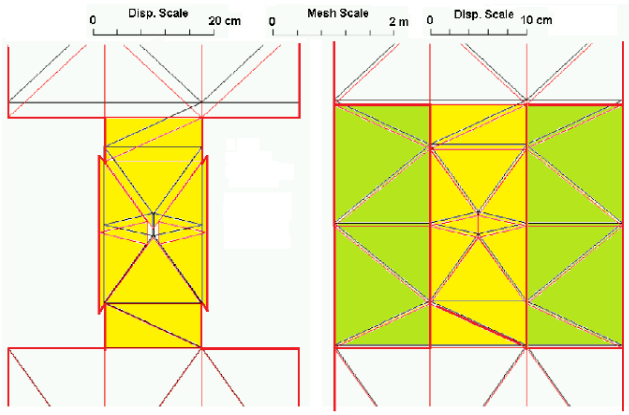
不連続性岩盤構造物の不安定性および大変形問題に関してアイダンらは個別有限要素法を提案している [4]．この手法を用いて，亜炭廃鉱における充填の

効果について行った解析結果を紹介する．深さ 6 m，残柱高さ 4m，残柱幅は 2m と仮定し，解析に用いた物性地を表 1 に示す．

表 1 解析に用いた物性値

| 材料 | $\lambda(E_n)$ (MPa) | $\mu(E_s)$ (MPa) | $\gamma$ (kN/m³) | C (kPa) | $\phi$ (°) | $\sigma_t$ (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 上部層 | 200 | 200 | 22 | - | - | |
| 亜炭 | 200 | 200 | 14 | - | - | - |
| 下部層 | 300 | 300 | 22 | - | - | - |
| 充填財 | 100 | 100 | 14 | - | - | - |
| 破壊面 | 200 | 10 | - | 10 | 10 | 5 |

今回の解析を 12 ステップまで行い，その解析ステップにおける変形の状況を図 13 に示す．廃坑が充填されていないと残柱にせん断破壊が見られ徐々に地表面が沈下している．一方，廃坑が充填されている場合，第 2 ステップから沈下が収まっている．地表面の沈下状況を図 14 に示す．この図から充填によって地盤の沈下を抑制することができる．




i)充填なし　　ii)充填あり

図 13 第 12 ステップにおける変形状況

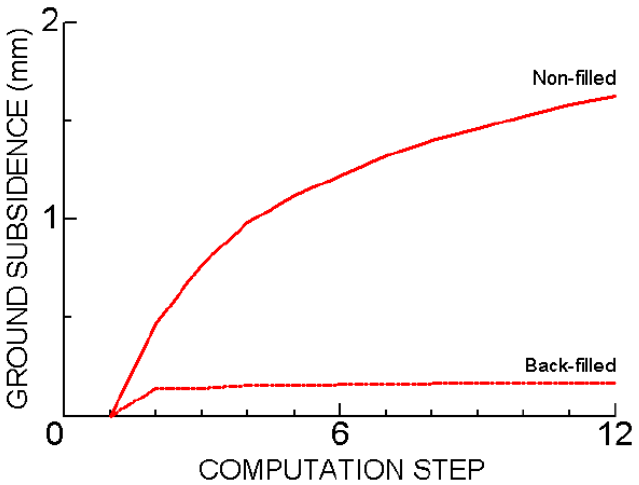



図 14 充填効果に対する地表面沈下の比較

**6 結論**

本研究では，地盤の支持力および変形特性がどのように改善されるかを確認する方法として地盤の振動特性を把握することを考え地震時，落下試験による振動特性の計測，落下試験を実施した地点での常時微動計測を実施した．得られた知見および今後の予定を以下に示す

(1) 振動特性計測結果から空洞内に空気以外の物質が存在すると岩盤の弾性波速度が上昇することが分かった．

(2) 充填されていない状態における計測結果においては常時微動計測で得られた結果と大変類似していることが確認できた．

(3) 伝達マトリクス法を用いた，充填の有無による地盤の固有振動特性の解析より，亜炭層の深さが大きくなるほど地盤の固有の周波数は低下することが分かった．充填により，地盤の剛性が高くなることによって地盤の弾性波速度が増大することが推定できた．

(4) 個別有限要素法を用いて行った解析より充填によって地盤の沈下を抑制することができることが明らかになった

(5) 現時点で計測対象地域での充填工事が行われていないため(3)の推定を確認できていない．今後は(3)の推定を明らかにし，有効な充填法とその効果について検討していく．

参考文献

1) 藍檀オメル，杉浦乾郎，坂本昭夫，和田幸次郎 空洞充填効果の評価に対する亜炭周辺岩盤の動的モニタリング法とその適用 2015 年

2) 藍壇オメル，大洞光央，田野久貴：亜炭廃坑における不安定性現象および劣化とクリープを考慮した長期安定性評価，中部地盤工学シンポジウム論文集，pp57-66 2005 年

3) 坂本昭夫：残存地下空洞による地盤の変状とその対策に関する研究，2007 年 3 月

4)Aydan, Ö., Mamaghani, I.H.P.,Kawamoto,T., Application of discrete finite element method (DFEM) to rock engineering structures,*NARMS'96*,pp.2039-2046,1996

# 石造遺跡の動態観測および固有振動特性に関する研究

琉球大学　○岡祥太，藍檀オメル，渡嘉敷直彦，富山潤

## 1.　はじめに

沖縄地域には，琉球石灰岩を用いた独特の石造文化が形成され，城（グスク）をはじめ，石積みアーチ門，石橋，石積み擁壁などの石造構造物が多数存在している．しかしながら，城や石橋の多くが，建造されてから数百年の時間が経過し，風化や地震などによる変状が著しいものも多数見られる。本研究では今後発生し得る地震に備えるために中城城址における石造構造物を長期的モニタリングし，現場計測および振動特性について得られた結果を報告する．

## 2.　中城城址概要

中城城址は，14 世紀後半まで先中城按司が数世代にわたり築き上げ，1440 年に読谷の座喜味城主である護佐丸によって現在の形が完成したとみられている．その中城城址の南東側急崖斜面内には，図-1 でも見られる連続した大きな亀裂が存在し，急崖斜面上部にある城壁の長期的安定性が懸念されている．

## 3.　計測方法

### 3-1 動態計測システム

石造文化財や岩盤構造物の長期的安定性の動態を観測するため，多くの計測が可能な多重パラメータ（変位，AE，傾斜，加速度，温度，湿度，気圧）計測システムを中城城址急崖斜面亀裂部の観測に用いた．本計測システムは，亀裂部に設置した各種センサー，計測装置収納ボックスおよび電源を供給するソーラーパネルより構成されている。計測システムの状況を図-1 に示す．




図-1　多重パラメータ観測システム

### 3-2 常時微動計測システム

常時微動とは，自然現象や人間活動などによって発生する地盤の微小な振動を指す．常時微動測定は，この微小な地盤振動を測定して，地盤の振動特性の推定や地盤種別の判定などに利用するために行います．常時微動の観測方法として水平 2 方向に加えて鉛直 1 成分の合計 3 成分を 1 地点において観測し，水平方向と鉛直方向のスペクトル比をとることにより地盤の固有周期および振動特性を簡易的に推定する．常時微動計測システムを図-2 に示す．



図-2　常時微動計測システム(PicRecord)

## 4.　計測結果

### 4-1 動態観測データ・考察

中城城址南東側急崖斜面亀裂部に設置した多重パラメータ動態計測システムを用いて，2014 年 2 月 1 日より観測を開始した。ここでは 2015 年のデータを紹介する．2 月 15 日から 7 月 23 日まで計測した単位時間あたりの雨量と亀裂部の変位を図-3 に示す．

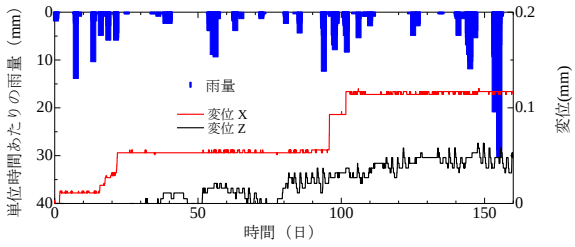



図-3　変位・気象観測データ

亀裂部の相対変位の方向は，水平方向(X 方向)の相対変位は開く傾向を示しているが，鉛直方向（Z 方向）の変位は水平方向に比べて小さい．蓄

キーワード：石造遺跡，固有振動特性，多重パラメータ，常時微動計測システム(PicRecord)

連絡先　〒901-0213　沖縄県西原町千原 1 番地　琉球大学工学部　TEL：098-895-8663

積雨量の変化については比例して変位も増加している．また観測期間内に地震は発生していないが，藍檀らが長期的観測において地震による影響で亀裂の変化が起こっていることを報告している．

4-2 常時微動計測データ・考察

今回，中城城址の振動特性を把握するために常時微動計測システムを用いた．城址におけるアーチ，基盤，岩盤ブロックの振動特性を計測した．計測はアーチ門であればアーチ上部の中央，左，右，城壁であれば城壁の上部の中央，北と南の角でそれぞれ 3 回計測を行い，その一部について図-4 に現場写真，図-5, 6, 7, 8 に解析結果を示す．

- 図-5 の北アーチ門に関して、アーチの右，左で周波数は 5Hz または 10Hz で卓越していると言え，アーチ中央は 10Hz で卓越する部分は同じだが，その他にも 20Hz で伸びている部分が異なる．
- 図-6 の南アーチに関して，グラフより固有周波数が 11Hz であると見受けられる．
- 図-7 の基盤に関して、グラフより基盤の端，中央の固有周波数は 5Hz と見受けられる．
- 図-8 の城壁に関して、南角は他の箇所と周波数が異なり 9Hz で卓越しており，北角，壁中央は 20Hz で固有の周波数が見受けられる．




図-4　現場写真

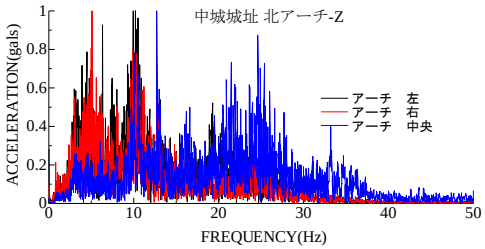



図-5　北アーチ門

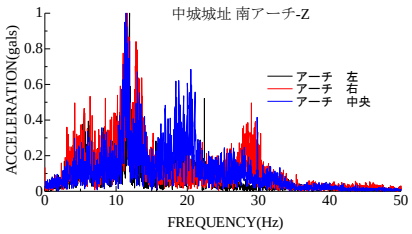



図-6　南アーチ門

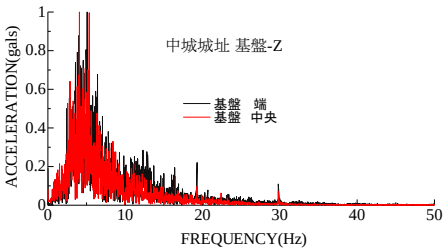



図-7　城址基盤

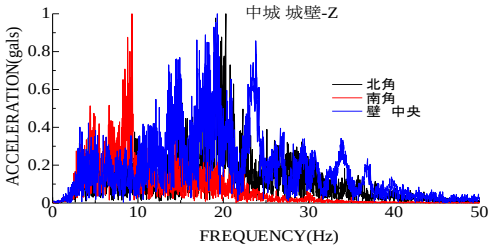



図-8　城壁

## 5. まとめ

本研究で得られた結果を以下に記す．

1)　多重パラメータ計測システムによって石造の長期的な挙動を動態観測することが可能となった．

2)　急崖斜面亀裂部の変形性状は，水平方向の微少な相対変位（開口）が続いており，亀裂を挟む不安定岩盤が，固定岩盤から離れる方向に変位していることを示している．鉛直方向への変位はほとんど見られない．

3)　常時微動計測によって振動特性を推測することが可能となったが，今後も継続して測定を行い、挙動の変化の調査を行う必要がある．

## 参考文献

1）藍檀オメル，渡嘉敷直彦，富山潤(2016)：沖縄本島における石積文化財の地震時の応答に関する計測システムの開発と適用（第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム）

# 古代都市 AIZANOI における石積み橋の変形挙動解析及び安定性評価に関する基礎研究

琉球大学　○嘉陽田功平
琉球大学　富山　潤，藍檀オメル，渡嘉敷直彦

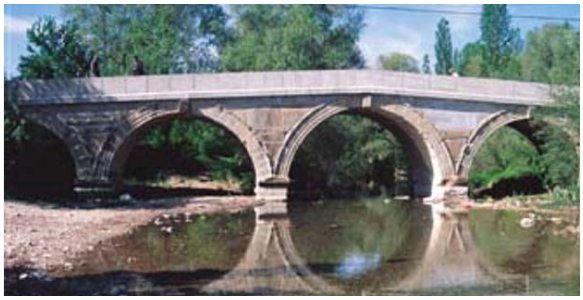
## 1. はじめに

石積み橋は圧縮に強い材料特性を活かした構造体で，最も古いアーチ構造物の一つである．ここで，石積み橋は明確な設計方法がある訳ではなく，耐震性能や静的・動的な強度についても定かではない．しかし，既存の石積み橋の中には地震や劣化などによって崩壊の危機があるものも報告されており，早急な安全性の評価が求められている．本研究は，石積み橋の力学的挙動の検討として，FEM 解析から，種々の載荷条件における石積みアーチ橋の変形挙動および応力状態について検討を行う．

## 2. 石積みアーチ橋の解析概要

1)石積みアーチ橋

解析に用いる石積み橋, AIZANOI(トルコ)における Penkalas 橋の外観と寸法を**図-1** に示す．



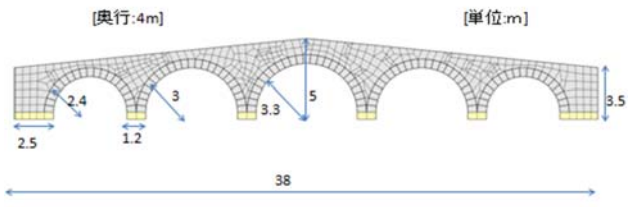



**図-1 写真と形状図**

2)石積み橋の変形解析

解析ケースは，自重のみの場合に加え，建設当初想定されていなかった大型交通荷重を考慮した合計 4 ケースとした（**表-1**）．

**表-1　解析ケース**

| ケース | 上載荷重 | 載荷位置 | 荷重 |
|---|---|---|---|
| #1 | -- | -- | 自重 |
| #2 | Truck 1 台 | 中央 | 20t |
| #3 | Truck 1 台 | 中央 | 100t |
| #4 | Truck 2 台 | 両端 | 各々20t |

母材の大理石には，六面体要素を使用し，その界面にはインターフェイス要素を採用し，材料特性は実験結果より得られた**表-2** の値を用いた．また，インターフェイス要素の法線方向およびせん断方向の剛性は，母材同士のめり込み抑制や母材間の滑りを考慮するために**表-2** の値とした．

**表-2　材料特性**

| | |
|---|---|
| 母材（大理石：六面体要素） | |
| ヤング係数 E(N/mm$^2$) | 17,220 |
| ポアソン比 $\nu$ | 0.23 |
| 母材界面（インターフェイス要素） | |
| 法線方向界面剛性(N/mm$^3$) | 600,000 |
| せん断方向界面剛性(N/mm$^3$) | 0.00001 |

境界条件は，**図-2** に示すように下面を固定とし，両側面に地盤反力係数(0.9N/mm$^3$)を与えた．荷重ケースは，**表-1** に示す通りである．




**図-2　有限要素モデルおよび荷重**

キーワード：石積みアーチ橋，安定性解析，有限要素法，インターフェイス要素
連絡先　〒903-0123　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科　TEL：098-895-8663

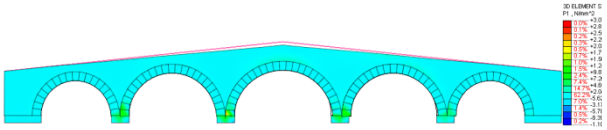
### 3. 種々の載荷条件による石積み橋の解析結果

アーチ橋全体の変形，最大主応力分布および**図-2** に示す中央アーチの変位照査点の鉛直変位について考察した．

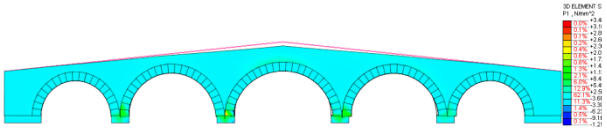
**図-3** に最大主応力分布および変形図を示す．この図より，アーチ下面に局所的な引張応力が生じているが，全体的に圧縮応力が作用しているのが確認できる．しかし，荷重が大きくなるにつれ，目地間のずれが大きくなり，崩壊の危険性が高くなるのが想定される．

**図-4** に中央アーチの変位照査点の鉛直変位を示す．この図より，荷重条件の違いに応じた変位が得られていることがわかる．

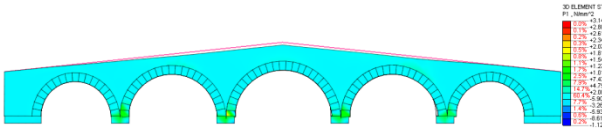
以上のことから，有限要素法にインターフェイス要素を導入することで，不連続な界面が表現でき，石積みアーチ構造物の解析が可能であることが示された．



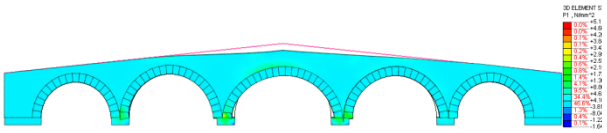
(a) ケース 1



(b)ケース 2



(c)ケース 3



(d)ケース 4

**図-3　最大主応力分布**

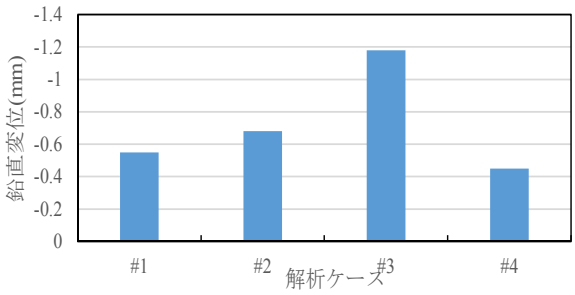



**図-4　照査点の鉛直変位**

### 4. まとめ

本研究では，3 次元有限要素解析で得られた結果より，安定性の評価を行うことを目的とした．以下に本研究で得られた結果と今後の課題を示す．

1) 石積みアーチ橋のような不連続面を有する構造物の安定性解析を行う際に，ブロック間にインターフェイス要素を導入することで，不連続な面を表現可能であり，有限要素法を用いて石積みアーチ橋の安定性評価が行える可能性が示された．

2)Penkalas 橋は建設から約 2000 年経過しており，材料劣化が進んでいる．特にブロック界面の物性値は，建設当初の性能に比較し，低下が著しいと考えられる．今後は，界面の材料非線形を考慮した非線形解析を行った安定性評価を行う予定である．また，今回は 3 次元有限要素法による解析となったが，模型実験や個別有限要素法(DFEM)での解析も行い，さらに現在の Penkalas 橋の材料物性値などのデータを正確に取り入れたうえで変形性状の結果を比較することにより，石積み橋の安定性に関わる要因を把握し，既存の石積み構造物の安定性の評価に役立てていきたい．

### 参考文献

1） Aydan , Ö , Tokashiki , N . ,Harada , A (2002) : An experimental study on the dynamic responses and stability of retaining walls of masonry type, 2002 ISRM Regional Symposium, Seoul, Korea

# Session 3： 地盤関連

# ベントナイトペースト表面に発生する乾燥収縮亀裂のフラクタル次元解析

琉球大学大学院　　学生会員　　○広瀬　孝三郎
琉球大学　　正会員　　松原　仁

## 1. はじめに

Mudcrack は，粘質土壌の乾燥過程で生じる乾燥収縮亀裂現象として知られており[1)-3)]，不可逆性の非線形現象のひとつである（**図-1**）．Mudcrack に関する工学的な問題としては，例えば，一般廃棄物や産業廃棄物，有害廃棄物等の最終処分場にて使用される土壌ライナーに Mudcrack が発生することにより水が流入し，汚染物質が拡散することが挙げることができ[4),5)]，人間生活の安全・安心の観点からしても極めて重要な問題とされている．したがって，Mudcrack の発生メカニズムや亀裂パターンの評価手法を構築することは工学的にも重要な課題であるといえる．

Mudcrack は，マッドペースト（粉体と溶媒を均一に混ぜ合わせたもの）の種類や層厚，粒度，溶媒の種類等によって亀裂パターンが異なる[1)-3),6)]．さらに，マッドペーストは気温や湿度，地下水といった環境因子の影響も大きく受けており，それらによって亀裂パターンも変化することが知られている[6)]が，これらの環境因子を統合的に捉えた評価手法や Mudcrack 形成のメカニズムについての明確な説明は未だ達成されていない現状がある．

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

## 2. 試料と実験概要

### 2.1 実験条件

本実験では，ベントナイトペーストを実験材料に用い，本ペーストの乾燥プロセスにおいて発生する亀裂パターンの亀裂進展長さとフラクタル次元に関して，①乾燥亀裂進展パターンとフラクタル次元の関係，②粒度組成と亀裂進展長さ・フラクタル次元の関係を明らかにするために，2 種類の実験を実施した．本章では，ベントナイトペーストの物理的性質および実験環境，各実験の詳細を述べる．



**図-1**　粘質土壌にみられる Mudcrack

**表-1**　ベントナイトの物理的性質

| Experimental soil | Bentonite |
|---|---|
| Texture | CH |
| Liquid Limit (%) | 61 |
| Plastic Limit (%) | 25 |
| Plasticity Index (%) | 35 |
| Gravel (%) | 1 |
| Sand (%) | 11 |
| Silt (%) | 52 |
| Clay (%) | 36 |
| Void ratio | 1.8 |
| Saturation ratio (%) | 87.5 |
| Volmetric shrinkage (%) | 26 |

### 2.2 ベントナイトペーストの物理的性質および実験環境の概要

**表-1** に本実験で用いたベントナイトペーストの物理的性質，**図-2** に粒度分布を示す（**図-2** のエラーバーは 3 回の試験から得られた結果の標準偏差を表している）．**表-1** より，本試料はシルト分が多く含まれる，工学的分類体系[7)]（JGS0051）の粘土（CH）に分類される粘土であることが分かる．また，同表に示している体積収縮率は次式によるものである．

$$C = (w_l - w_s)R \tag{1}$$

ここで，$C$：体積収縮率(%)，$w_l$：初期含水比(%)，$w_s$：収縮限界，$R$：収縮比である．なお，収縮限界：$w_s$および収縮比：$R$ は次式にて算出した．

キーワード　Mudcrack，粒度組成，フラクタル次元，亀裂進展長さ
連絡先　〒903-0123　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科　E-mail:k148653@eve.u-ryukyu.ac.jp

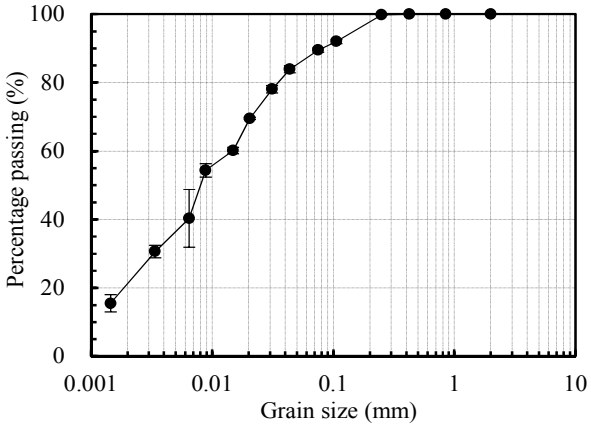



図-2　ベントナイトの粒度分布

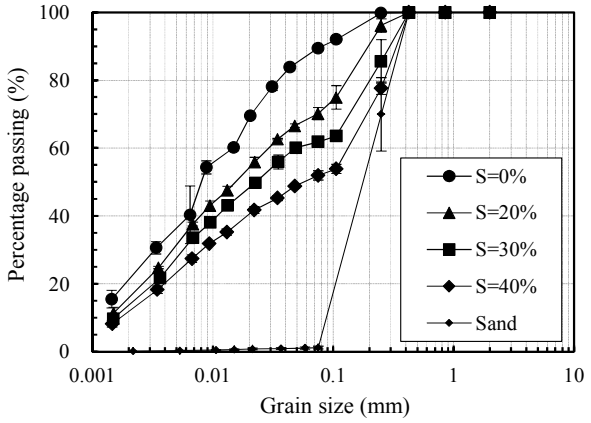



図-4　混合試料における粒度分布

$$w_s = w - \frac{(V - V_0)\rho_w}{m_s} \times 100 \tag{2}$$

$$R = \frac{m_s}{V_0 \cdot \rho_w} \tag{3}$$

ここで，$w$：湿潤試料の含水比(%)，$V$：湿潤試料の体積($cm^3$)，$V_0$：炉乾燥試料の体積($cm^3$)，$\rho_w$：水の密度($g/cm^3$)，$m_s$：炉乾燥試料の質量(g)である．

本研究では，実験環境の影響を取り除くために，恒温器内部における実験を設定した．**図-3** に実験時の恒温器内の模式図を示す．同図に示すように，恒温器内部は温度：25℃，湿度：37%を一定にした．また，試料は，フッ素樹脂加工を施してある円形金属容器（直径:28cm，厚さ:5.3cm）を使用した（実験開始時のベントナイトペーストの層厚：10mm）．また，経時的な亀裂進展の様子を把握するために，試料の上部に定点カメラを設置し，1 分間隔で 24 時間の撮影を実施することとした．

## 2.3 ベントナイトペーストにおける亀裂進展実験

本節では，湿潤状態にあるベントナイトペーストの乾燥プロセスにおいて発生する亀裂パターンとフラクタル次元との関連性を明らかにすることを目的とする．ここで，ベントナイトペーストの含水比は，ベントナイトと水の均一な混合を可能とする最小値：60%に設定

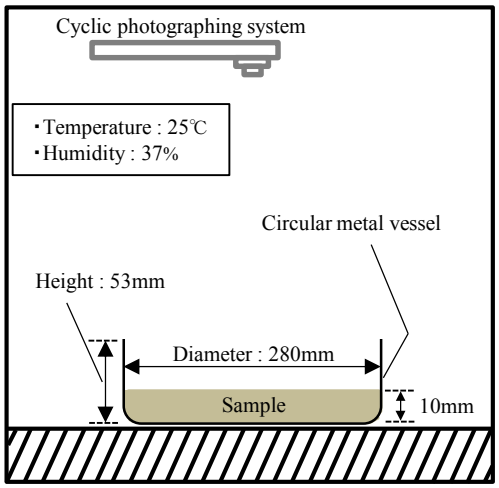



図-3　実験時の恒温器内の模式図

した（試料作成時の飽和度：約 88%）．なお，1 試料に対して 24 時間，恒温器内に放置した（24 時間の乾燥時間：恒温器内での乾燥を始めてから，亀裂進展長さおよびフラクタル次元に変化がみられなくなる時間）．

## 2.4 ベントナイトペーストの乾燥亀裂進展パターンと粒度組成の関連性評価実験

本節では，ベントナイトペーストの粒度組成と乾燥プロセスにおいて発生する亀裂パターンとフラクタル次元の関係を明らかにすることを目的とする．粒度組成の変化は，2.2 に記述したベントナイトに標準砂を混ぜ合わせることで実現した．以後，本試料を混合試料と呼ぶことにする．

本実験では，ベントナイトに対する標準砂の含有率を総重量の 20，30，40%に設定した 3 つの混合パターンを用意した．なお，本混合試料は，絶対乾燥状態のベントナイトと標準砂を十分均一になるまで掻き混ぜ，その後，含水比 60%になるように水を注入することで作成した（実験開始時のベントナイトペーストの層厚：10mm）．なお，1 試料に対して 24 時間恒温器内に放置した．**図-4** に混合試料の粒度分布を示す．同図には，比較のために，ベントナイトのみ，標準砂のみの場合における粒度分布も載せている．同図より，標準砂の含有率（図中の S）が大きくなるにつれて試料中の粗粒分が多くなり，徐々に標準砂のみの粒度分布に移行している試料であることが分かる．**図-5** は絶対乾燥時における標準砂の含有率と間隙比の関係を示しているが，標準砂の混合率が大きくなるにつれて間隙比は小さくなっていることが分かる．**図-6** に粉体時における標準砂の含有率と体積収縮率の関係を示す．同図より，試料の体積収縮率は標準砂の含有率増加に伴って減少していることが分かる．これは，標準砂の追加によって試料内部の間隙率が減少することによるものである．なお，亀裂パターンの再現性・規則性の観点から，3 回の実験を実施した．

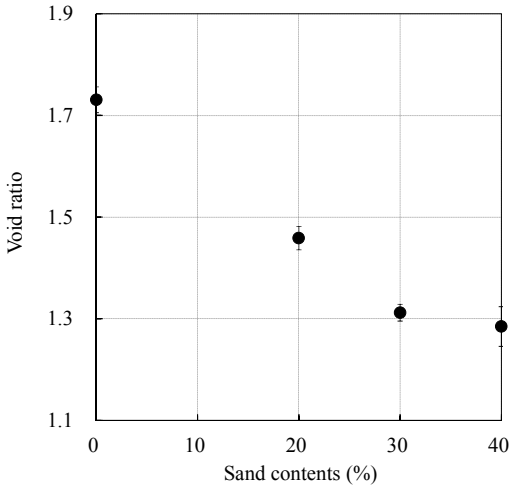



図-5　標準砂の含有率と間隙比の関係

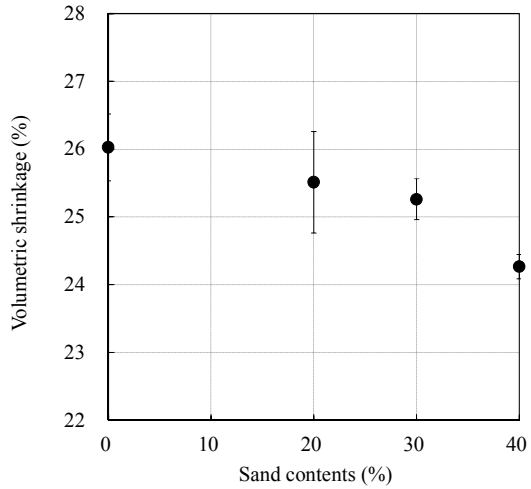
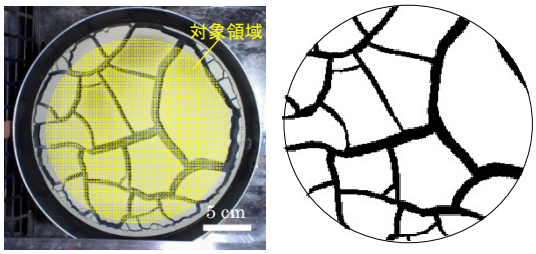



図-6　標準砂の含有率と体積収縮率の関係




(a) 解析領域　　(b) Mudcrack の 2 色化

図-7　フラクタル次元解析の方法




図-8　ベントナイトペーストに発生した Mudcrack

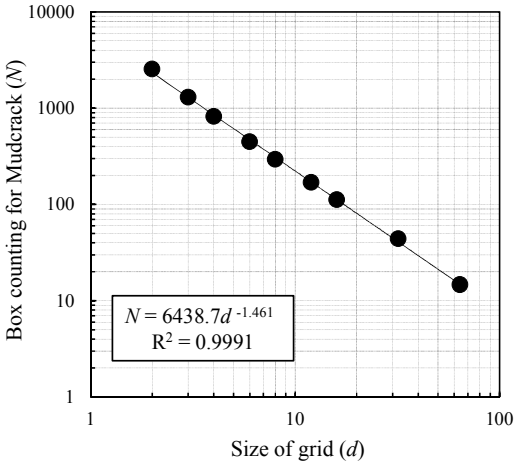



図-9　Mudcrack を含む格子数 $N(d)$と格子サイズ $d$ の関係

## 3. フラクタル次元解析

フラクタル幾何学は Mandelbrot[8]によって提唱された理論で，従来のユークリッド幾何学では取り扱うことができなかった“形”を定量的に記述できる点に特徴がある．フラクタル次元解析は，Mudcrack のような複雑現象に対しても有効であることが知られている．フラクタル次元は非整数値として，1 以下の場合は線よりも点に近く，1～2 次元では線よりは複雑であるが面を覆い尽くさない程度と定義される．すなわち，フラクタル次元の値が大きい程，対象物の複雑度が増加することを意味する（本研究では，1 次元よりは 2 次元のほうが形態的に複雑である，と定義した）．

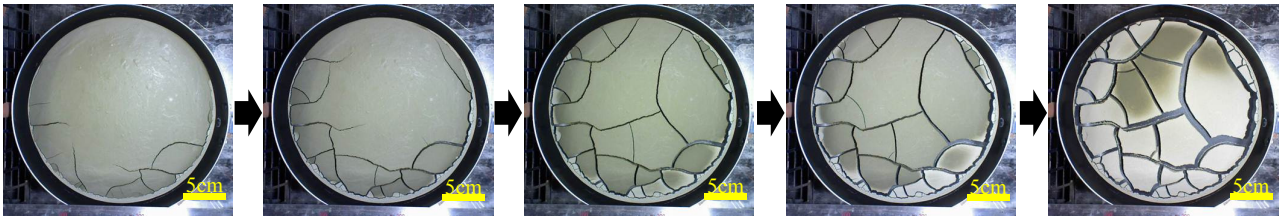
フラクタル次元を求めるために，本研究ではボックスカウント法を適用した．この手法は，対象物を含む画像を，一辺が $d$ の正方格子で被覆し，対象物を含む正方格子と正方格子の数 $N(d)$の両対数グラフを描き，その近似曲線の傾きからフラクタル次元を算出する手法である．すなわち，次式で示すように $N(d)$が $d^{D}$ に比例するとき，

$$N(d) \propto d^{-D} \tag{4}$$

この幾何学的パターンはフラクタル次元であると定義され，フラクタル次元は $D$ となる．したがって，フラクタル次元は，次式に示すように $N(d)$と $d$ の両対数グラフの傾きによって評価することができる．

$$\log\left(N(d)\right) = D\log\left(1/d\right) \tag{5}$$

なお，本研究では一辺の格子サイズ $d$ に関しては，2，3，4，6，8，12，16，32，64 pixel（0.71，1.06，1.41，2.12，2.82，4.23，5.64，11.29，22.58 mm）の 9 パターンに設定し， それぞれの格子パターンによって得られた $N(d)$と $d$ の値を両対数グラフにプロットし，そして，それらを式(5)によって近似することで，その時の傾き $D$ をフラクタル次元として獲得した．なお，金属容器とベントナイトペースト間の摩擦の影響を受けた Mud-




(a) 100 minutes (b) 200 minutes (c) 300 minutes (d) 400 minutes (e) 500 minutes

図-10 Mudcrack の経時的な変化

crack および Mudblock を評価の対象外とするために，境界から 14 mm 内側の部分のみ評価した．具体的には，フラクタル次元を求めるためにデジタル画像処理技術を用い，図-7(a)に示すように，容器中央を中心として直径 210 mm の円内側（境界から 14 mm 内側部分；図-7(b)参照）に発生した Mudcrack のみを評価対象とした．$N(d)$に関しては，ボックス内に対象物（Mudcrack）の一部分が含まれるボックス全てをカウントした．

## 4. ベントナイトペーストの乾燥亀裂進展パターンとフラクタル次元の関係

### 4.1 Mudcrack のフラクタル次元

ここでは，ベントナイトペーストを実験材料に用い，24 時間乾燥させた後の Mudcrack のフラクタル次元を求める．図-8 にベントナイトペーストに生じた Mudcrack の様子を示す（乾燥開始から 24 時間後）．同図より，いくつかの亀裂がベントナイトペースト表面に発生し，それらが分岐・交差などの過程を経て，Mudblock を形成していることが分かる．なお，亀裂の交差角は 90°のものが多く観察された．

図-9 に，Mudcrack を含む格子数 $N(d)$と格子サイズ $d$ の関係を示す．同図より，Mudcrack のフラクタル次元は約 1.46 次元であることが分かる．これはベントナイトペーストに発生する亀裂の幅が大きくなるために，理想的な直線（1.0 次元）よりも大きめの値（1.46 次元）をとると考えられる．

### 4.2 経時的な Mudcrack のフラクタル次元変化

図-10 に示すように，ベントナイトペースト表面に発生した初期の亀裂は，ベントナイトペーストと容器の境界付近にて発生し，卓越した複数の亀裂がベントナイトペーストの中心部を横切るようにして進展した．このように，Mudcrack は経時的に変化するため，フラクタル次元の経時的な変化を把握する必要性がある．そこで本研究では，ペースト表面に Mudcrack が発生してから，120，240，360，600，960，1440 分後における Mudcrack のフラクタル次元を取得した．

図-11 に Mudcrack のフラクタル次元と時間の関係を示す．同図より，Mudcrack のフラクタル次元は，亀裂の進展に伴って増加し，さらに乾燥が進み亀裂進展が

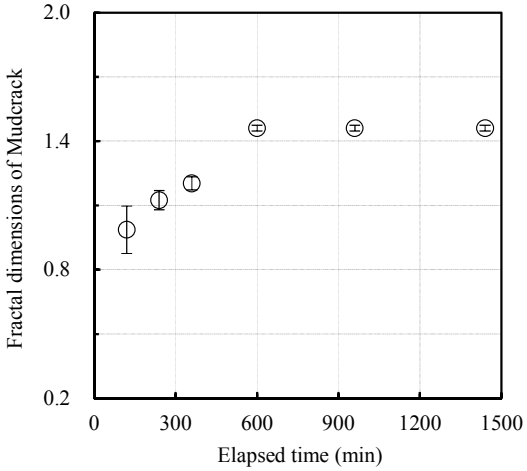



図-11 フラクタル次元と経過時間の関係

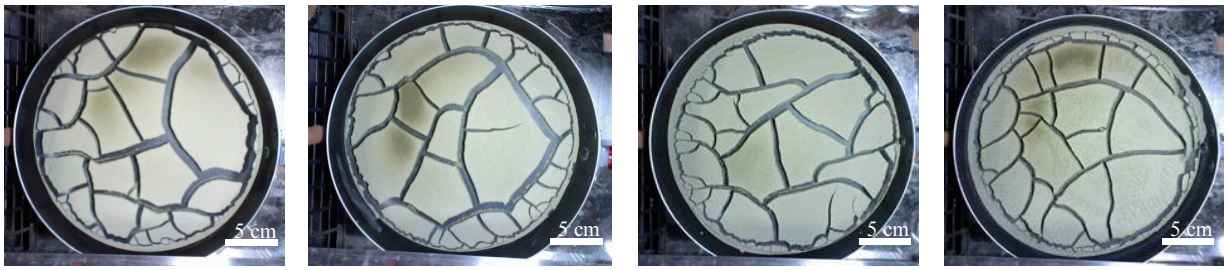
終了するとともに一定値（約 1.46 次元）に収束している．このとき，図中のエラーバー（標準偏差）が示している通り，得られた値に関するばらつきはほぼ観察されなかった．このことから，ベントナイトペーストはフラクタル次元に対して，ひとつの収束値を有していることになり，これは，亀裂が乾燥過程で幾何学的に進展し，亀裂同士の連結が終了するまで継続することを意味している．

## 5. 粒度組成の異なるベントナイトペーストの乾燥亀裂進展パターンと亀裂進展長さ・フラクタル次元の関係

### 5.1 標準砂の混合割合と亀裂進展長さの関係

既存の研究において，亀裂パターンの特性や性質を理解するには，亀裂進展長さを評価することが重要であることが知られている [6]．ここでは，混合試料を 24 時間乾燥させた後の Mudcrack の亀裂進展長さを求める．なお，亀裂進展長さとは，ベントナイトペースト表面に発生した Mudcrack の長さを意味する．本研究では，経時的な亀裂進展長さの変化を求めるために，デジタル画像処理技術を使用した．具体的には，定点カメラを用いて撮影した時系列画像に対して，撮影されている亀裂をピクセル単位で読み込み，ピクセル数を実際値（mm）に換算することで時系列ごとの亀裂進展長さを獲得した．

図-12 に各混合試料に発生した Mudcrack の様子（24 時間後）を示す．なお，比較のために，標準砂を追加




(a) S = 0%　(b) S = 20%　(c) S = 30%　(d) S = 40%

**図-12**　混合試料の乾燥亀裂パターン

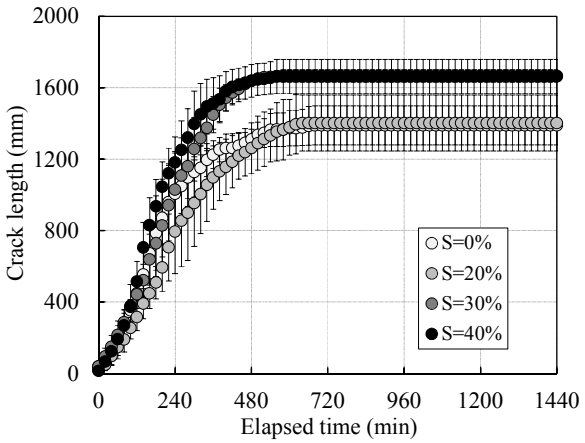



**図-13**　経過時間と亀裂進展長さの関係

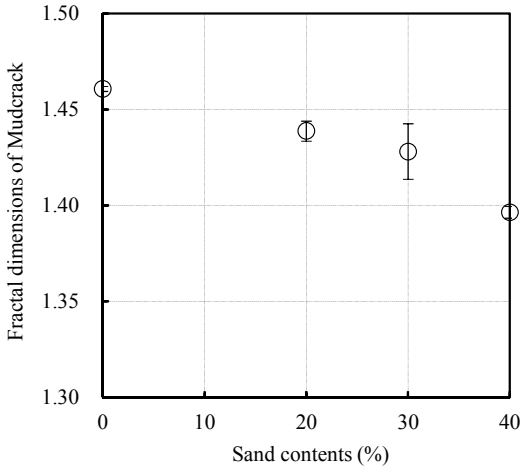



**図-14**　標準砂の含有率とフラクタル次元の関係

しない場合の結果も同掲した（**図-12** (a)）．亀裂は，初期の段階では容器の境界付近に発生し，その後，卓越した複数の亀裂が混合試料の中心部を横切るようにして進展した．そして，いくつかの亀裂が混合試料表面に発生し，それらが分岐・交差することで Mudblock を形成した．また，**図-12** (b)(c)で見られるように，標準砂の含有率が 20%および 30%の場合，亀裂が結合せずに進展が終了している箇所が見受けられた．なお，亀裂の交差角は 90°と 120°のものが観察された．

**図-13** に経過時間と亀裂進展長さの関係を示す（**図-13** のエラーバーは 3 回の実験から得られた結果の標準偏差を表している）．**図-13** より，標準砂の含有率が 0～30%までは，亀裂進展長さが増加する．一方，標準砂の含有率が 30%と 40%の場合を比較すると，亀裂進展長さの大きな変化は確認できなかった． つまり，亀裂進展長さには，標準砂の含有率の増加に伴い，収束傾向がみられた．

## 5.2 標準砂の混合割合とフラクタル次元の関係

本節では，試料の粒度組成が Mudcrack のフラクタル次元に与える影響を明らかにする．なお，マッドペーストの粒度組成がその破壊パターンに影響を及ぼすことは，既往の研究においても多く報告されているが [2),3)]，粒度組成と破壊パターンのフラクタル次元の関連性に関する考察は見当たらず，本節はその解を見出すことを目的としている．

ここでは，混合試料を乾燥させた後（24 時間後）の Mudcrack のフラクタル次元を求める．**図-14** に混合試料における，標準砂の含有率と Mudcrack のフラクタル次元との関係を示す（**図-14** のエラーバーは 3 回の実験から得られた結果の標準偏差を表している）．同図より，Mudcrack のフラクタル次元は，標準砂の含有率の増加に伴い減少している．ここで，フラクタル次元が減少する要因として亀裂幅に着目する．**図-12**(a)に示す標準砂の含有率が 0%の試料の場合，標準砂を含む試料（**図-12** (b)～(d)）と比較すると，幅の大きな Mudcrack が発生している．これは**図-6** に示すように標準砂の含有率が低い程，体積収縮率が大きくなるためである．ここで，**図-12** (c)(d)に示すように標準砂の含有率が 30%と 40%を比較した場合，Mudcrack の幅に若干の変化がみられた．一方，**図-13** で示した亀裂進展長さに着目すると，標準砂の含有率が 30%と 40%の試料では一定値となっていることから，この時点で Mudblock 自体の細分化は終了していると判断される．このことから，亀裂進展長さは，特に標準砂の含有率が 30%と 40%の場合に関しては， Mudcrack の複雑化（第 3 章参照），つまり，フラクタル次元の変化には関与していないことが示唆された．以上のことから，フラクタル次元の減少傾向（**図-14**）は，標準砂の含有率が増加するに伴い体積収縮率が低下し，それによって Mudcrack の幅が小さくなり，“線”のような形状（フラクタル次元＝1.0 次元）に近づいていくためだと考えられる．すなわち，Mudcrack のフラクタル次元の減少に影響を与えている要因は Mudcrack の幅であると考えられる．このことは，フラクタル次元が 1～2 次元の場合，面でなく線に近づくことでフラクタル次元が減少する（理想的な直線で

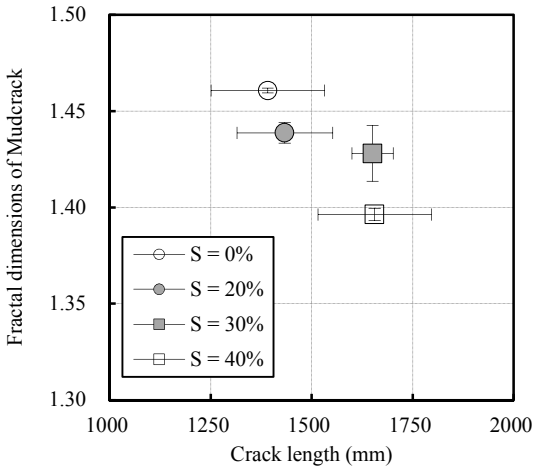



**図-15**　亀裂進展長さとフラクタル次元の関係

ある 1.0 次元に近づく）という意味を有していることからも，妥当であると考えられる．

また，本研究では，3 章に記載したように，フラクタル次元を求めるために，ボックスカウント法を用いている．本手法では，対象物（Mudcrack）を含む画像を，一辺が $d$ の正方格子で被覆し，対象物を含む正方格子と正方格子の数 $N(d)$の両対数グラフを描き，その近似曲線の傾きを求めることでフラクタル次元を求める．したがって，正方格子内に対象物が含まれる正方格子の数が減少すると，グラフの傾きが小さくなるために，得られるフラクタル次元は減少する．以上のことから，**図-6** に示すように，標準砂の含有率の増加に伴い，試料の体積収縮率が減少するため，Mudcrack の幅が小さくなり，得られる $N(d)$は少なくなる．このことからも，体積収縮率による Mudcrack の幅の変化は Mudcrack のフラクタル次元を変化させる 1 つの要因であると考えられる．また，体積収縮率の減少傾向とフラクタル次元の減少傾向（**図-6** と**図-14** を参照）が類似した傾向を示していることが分かる． 以上のことから，Mudcrack のフラクタル次元は体積収縮率と直接的な関連があると考えられる．

### 5.3 亀裂進展長さとフラクタル次元の関係

乾燥亀裂進展パターンの特性や性質を理解するには，系全体の亀裂の長さを評価することが重要であることが知られている [7]．したがって，亀裂進展長さとフラクタル次元との関連性を明らかにすることは Mudcrack の性質を理解する上で極めて重要である．そこで本節では，ベントナイトペースにおけるフラクタル次元と亀裂進展長さの関連性を明らかにする．

**図-15** に混合試料における亀裂進展長さと Mudcrack のフラクタル次元との関係を示す（**図-15** のエラーバーは 3 回の実験から得られた結果の標準偏差を表している）．**図-15** より，標準砂の含有率が 0～30%までは，亀裂進展長さが増加するに伴ってフラクタル次元は減少している．一方，標準砂の含有率が 30%と 40%の場合を比較すると，フラクタル次元の減少はみられるが亀裂進展長さの大きな変化は確認できない．また，**図-15** 中のエラーバーに着目すると，亀裂進展長さには大きなばらつきが存在するが，フラクタル次元のばらつきは極めて小さいことが分かる．したがって，ベントナイトペーストの乾燥亀裂進展パターンを定量的に評価する際には，亀裂進展長さのみでは十分に対応できないことが分かる．

## 6. おわりに

本研究では，ベントナイトペーストの乾燥亀裂進展現象に関して，フラクタル次元を用いて評価し，乾燥時間，粒度組成，亀裂進展長さとの関係性を明らかにした．本研究で仮定した実験環境下での知見を以下に列挙する．

(1) 本研究で用いた実験条件において，ベントナイトペーストの層厚が 10 mm の場合，Mudcrack のフラクタル次元は，1.46 次元で表すことができる．
(2) 本研究で用いた実験条件において，Mudcrack のフラクタル次元は，亀裂進展に伴って増加した後，一定値に収束（およそ 1.46 次元）する．
(3) 混合試料における Mudcrack のフラクタル次元は試料の体積収縮率と密接な関連性があることが示唆された．

## 参考文献

1) 伊藤寛之，宮田雄一郎：マッドクラックのパターン形成実験，地質学雑誌 104 巻，pp.90-98，1998.
2) Funda, S. and Dilek, T.: Factors effecting mud crack formation in Ankara clay, World Academy of Science, Engineering and Technology, Vol.56, pp.166-167, 2011.
3) Guidi, G., Pagliai, M. and Petruzzelli, G.: Quantitative size evaluation of cracks and clods in artificially dried soil samples, Geoderma, Vol.20, pp.105-113, 1978.
4) Philip, L. K., Shimell, H., Hewitt, P. J. and Ellard, H. T.: A field-based test cell examining clay desiccation in landfill liners, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol.35, pp.345-354, 2002.
5) Miller, C. J., Hong, M. and Yesiller, N.: Experimental analysis of desiccation crack propagation in clay liners, Journal of the American Water Resources Association, Vol.34, pp.677- 686, 1998.
6) DeCarlo K. F. and Shokri N.: Effects of substrate on cracking patterns and dynamics in desiccating clay layers, *Water Resources Research*, Vol.50, No.4, pp.3039-3051, 2014.
7) 地盤工学編：土質試験の方法と解説（第一回訂正版），pp. 127-135，2000.
8) Mandelbrot, B. B.: The fractal geometry of nature, *New York: W.H. Freeman Co.*, 1982.

# Sinkhole の形成シミュレーション

琉球大学学部生　○栗森　雄一
琉球大学　　松原　仁

## 1.はじめに

Sinkhole は，カルスト地形にて多く形成されることが知られており，雨水や地下水などによって石灰岩の固い層が溶解することで発生する．**図-1** に示すように，このような Sinkhole によって地盤内だけでなく，地表面にも影響を及ぼすことが報告されている[1)]．

地表面に出現する Sinkhole は，石灰岩内に存在するやわらかい層の砂が，Sinkhole になだれ込むことで地盤が崩壊するという説がある[2)]．　実際にフロリダや UAE, 韓国等の都市部で多くの被害が見られる．特に，フロリダ半島においては，石灰岩が溶けた影響で多数の Sinkhole が発生しており緊急な対策が必要とされている．これは，Sinkhole が物理的な被害だけでなく，人的な被害を招くことによるものである[2)]．したがって，Sinkhole の発生メカニズムの解明および予測等は工学上極めて重要である[2)]．

一方，沖縄全島に着目すると，その地層の多くが第 4 期琉球石灰岩で構成されていることを考慮すると，琉球諸島における Sinkhole の発生メカニズムを解明することもまた, 重要であるといえる．実際に琉球石灰岩が溶けることで鍾乳洞が形成されているものも報告されている．さらに，普天間基地の跡地利用を考えると，本課題は緊急を有すると考えられよう[3),4)]．



**図-1**　実際の Sinkhole[5)]

しかしながら，Sinkhole に関する地盤崩壊過程の観察や再現実験は困難であり，災害後の調査などに頼らざるを得ない現状がある．したがって，Sinkhole の形成メカニズムや発生後の被害を想定する際には，数値シミュレーション技術が強力なツールになると考えられる．

そこで本研究では，石灰岩の溶解過程を反応拡散系でモデル化し， Sinkhole の形成過程の解析に挑む．

## 2.Sinkhole 形成の数理モデル

石灰岩の溶解は

$$CaCO_3 + H_2CO_3 \rightarrow Ca(HCO_3)_2 \quad (1)$$

にて表すことができる．したがって，石灰岩の溶解に対する化学反応速度式は，次式にて表すことができる．

$$\frac{d[A]}{dt} = -k_1(A-a)(B-a) \quad (2)$$

$$\frac{d[B]}{dt} = -k_1(A-a)(B-a) \quad (3)$$

$$\frac{d[C]}{dt} = k_1(A-a)(B-a) \quad (4)$$

ここで，$A: CaCO_3$，$B: H_2CO_3$，$C: Ca(HCO_3)_2$，$k_1$ ：反応速度定数, t ：時間, a: 溶解反応した物質量とする．

また，この反応は可逆性を有しており，これも考慮しなければならない．このとき，化学反応速度式は 1 次の反応速度式になり，次式にて表すことができる．

$$\frac{d[A]}{dt} = k_2(C-b) \quad (5)$$

$$\frac{d[B]}{dt} = k_2(C-b) \quad (6)$$

$$\frac{d[C]}{dt} = -k_2(C-b) \quad (7)$$

ここで，$k_2$ ：反応速度定数, t ：時間, b：生成反応した物質量, $C: Ca(HCO_3)_2$の濃度である．

一方，各物質は岩盤内部で拡散していることが

キーワード　Sinkhole，石灰岩，解析モデル
連絡先　〒903-0213　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail：e115307@u-ryukyu.ac.jp

考えられるから，式(2)～(7)に拡散項を導入することを考える．具体的には反応拡散系を考え，次式にて定義した．

$$\frac{d[A]}{dt} = D_1\nabla^2 A - k_1([A]_0 - x)([B]_0 - x) + k_2([C]_0 - y) \quad (8)$$

$$\frac{d[B]}{dt} = D_2\nabla^2 B - k_1([A]_0 - x)([B]_0 - x) + k_2([C]_0 - y) \quad (9)$$

$$\frac{d[C]}{dt} = D_3\nabla^2 C + k_1([A]_0 - x)([B]_0 - x) - k_2([C]_0 - y) \quad (10)$$

本研究では，これらの式を石灰岩溶解の支配方程式とした．ここで，$D_1$：$CaCO_3$の反応係数，$D_2$：$H_2CO_3$の反応係数，$D_3$：$Ca(HCO_3)_2$の拡散係数である．

## 3. Sinkhole の形成シミュレーション

### (1) 解析モデル

本研究では，前章にて定式化した数理モデルを差分法にて離散化した．解析領域は，亀裂を含んだ矩形領域で 2×2 の 2 次元モデルを仮定した．このモデルの総格子点は 40401，境界条件はモデルの上下左右に Neumann 条件を設定した．また，化学反応量にばらつき持たせるために，毎ステップごとに化学反応する量が，正反応・可逆反応共にランダムに変化するよう設定した．

異なる環境下・条件下でのパターンの反応を見るために，石灰石の形状や炭酸水の流入場所を変化させ，より実際の状況に近い条件を設定し解析を行う．石灰岩の表面は，より現実の質感を表現するために± 0.1 の範囲の濃度をランダムに設定した．

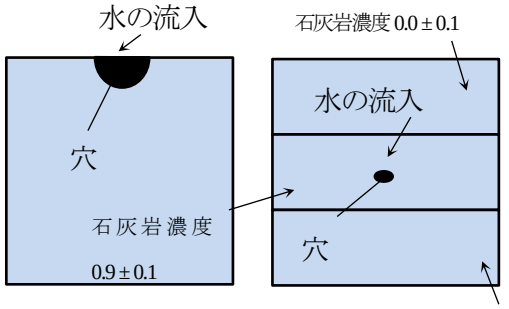



図-2　解析モデル 1 (case-1)

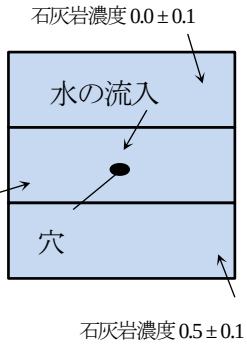



図-3　解析モデル 2 (case-2)

Sinkhole の形成解析モデルとして，**図-2** のように上辺の穴から一定量の炭酸水が供給される解析モデル 1（Case-1）を用意した．これは，正方形の石灰岩の上部に穴をあけ，そこから炭酸水が供給されて石灰岩が溶けていく様子を再現したものである．石灰石の濃度は 0.9 ± 0.1 の濃度を設定した．

また石灰岩が内側から供給された水と反応して溶けていくモデル**図-3** のような解析モデル 2（Case-2）を設定した．この時，石灰岩の濃度は，層状に 3 段階の変化を加え，溶け方の違いが判る解析モデル 2（Case-2）も用意した．変化量は上段が 0.5±0.1，中段が 0.9±0.1，下段が 0.1±0.1 となっている．

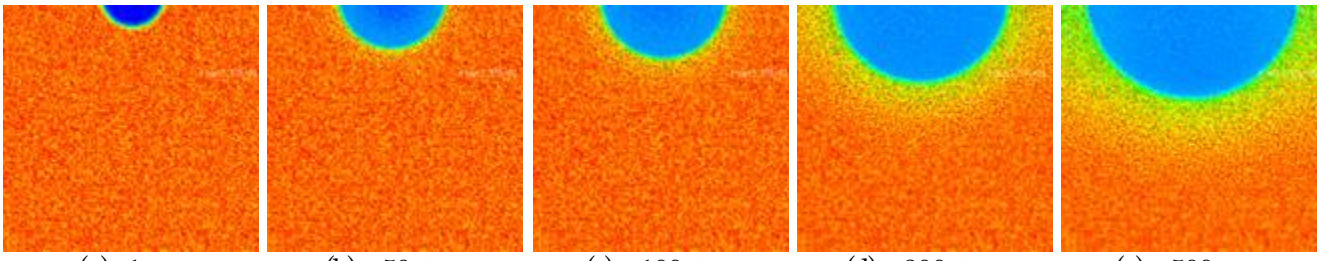
ここで，式(8)，(9)，(10)に現れる各係数は，$D_1 = 9.0\pm0.1\times10^{-9}$，$D_2 = 1.3\pm0.1\times10^{-4}$，$D_3 = 1.0\pm0.1\times10^{-4}$，$k_1 = 1.5$，$k_2 = 0.08$ を仮定した．また 1 step ごとに反応する各要素の化学反応する量 a と b は 0～1 のランダムな数値とした．

反応により生成する炭酸水素カルシウムについては，初期濃度を 0 とし，石灰石と炭酸水との反応でしか生成されないようにした．

### (2) 解析モデル 1 の結果と考察（case-1）

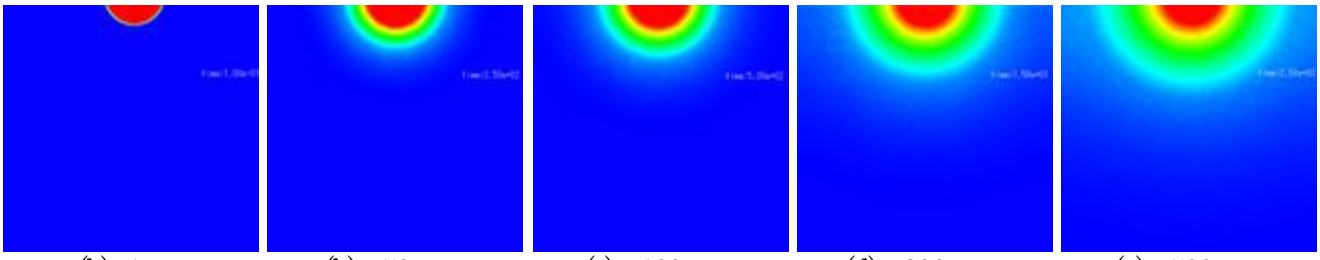
解析モデル 1 の石灰石の濃度，炭酸水の濃度，炭酸水素ナトリウムの濃度をそれぞれ図-4，図-5，図-6 に示す．解析ステップの増加による図中のカラーグラデーションは各種濃度の大きさを示しており，青から緑，赤に変わるにつれて低濃度から高濃度に変化したことを意味する．また，解析ステップの図をそれぞれ，1，50，100，300，500 step ごとに示す．

解析モデル 1 では，**図-4** に示すように，水が石灰岩を溶かしていき，Sinkhole が形成される．さらに，一部の炭酸水素カルシウムがそれぞれ石灰岩と炭酸水に戻っている様子も確認される．また炭酸水は，**図-5** より，解析の初期段階では上部の穴から供給され，そこから step 数が増加していくに伴って，拡散している様子が分かる．また，**図-6** より，炭酸水と石灰岩が接触している様子が見



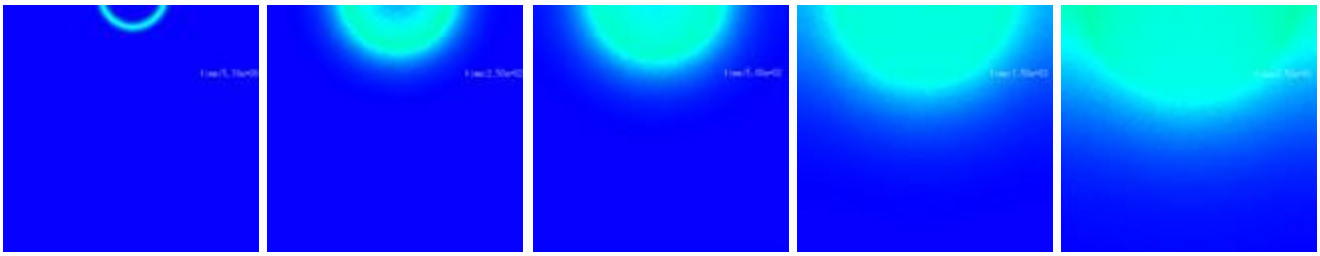
(a) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-4　石灰石の濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 1)



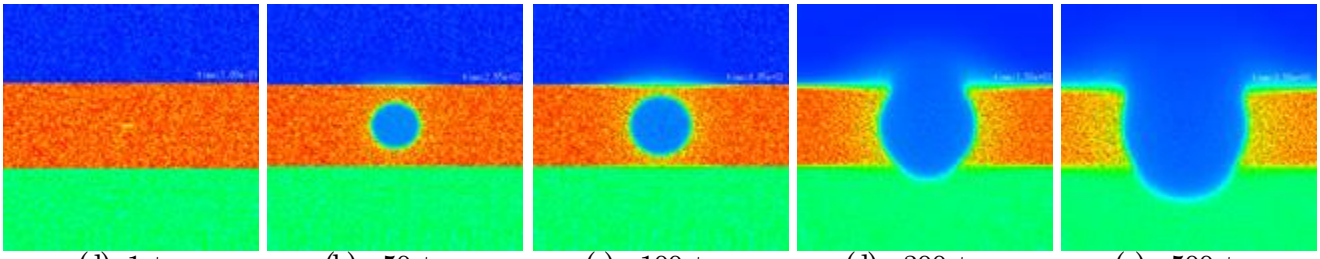
(b) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-5　炭酸水の濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 1)



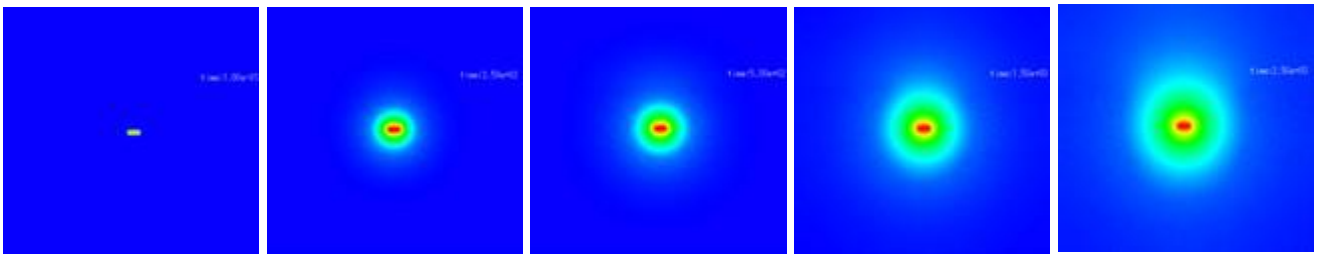
(c) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-6　炭酸水素ナトリウムの濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 1)



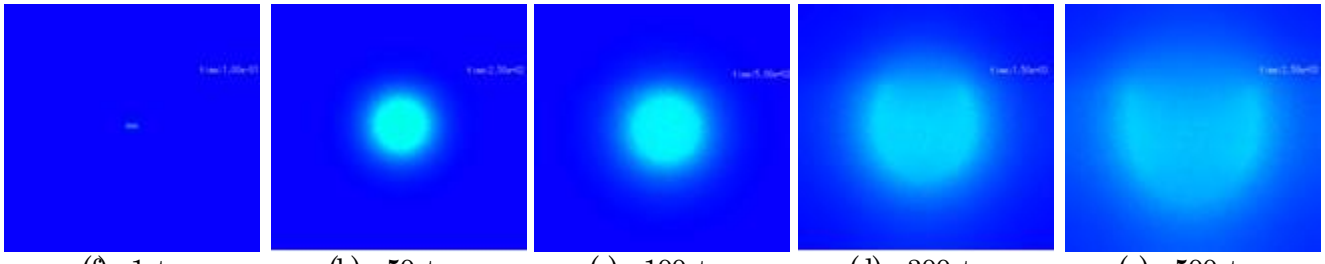
(d) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-7　石灰岩の濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 2)



(e) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-8　炭酸水の濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 2)



(f) 1step　(b) 50step　(c) 100step　(d) 300step　(e) 500step

図-9　炭酸水素カルシウムの濃度パターン(a)～(e)：経時変化　(解析モデル 2)

受けられることから，炭酸カルシウムが徐々に増加し続け，その後拡散していることが分かる．さらに，図の下の方には炭酸カルシウムが発生していないことから，炭酸水と石灰岩が接触していなければ，炭酸水素カルシウムが発生しないことが分かる．

### (3) 解析モデル 2 の結果と考察（case-2）

解析モデル 2 における石灰石の濃度，炭酸水の濃度，炭酸水素ナトリウムの濃度をそれぞれ図-7，図-8，図-9 に示す．本解析例では，水が流入している場所から徐々に穴が大きくなっていき，最終的には中間の層を破壊し，穴をあけている．これらの層を地層と考えると，中間の層が炭酸水によって破壊されることにより，実際の地層であれば上段にある層の比較的柔らかい地層が，形成された Sinkhole になだれ込むと思われる．図-8 では，炭酸水が多少ではあるが，石灰岩の濃度の低いところに残っている．図-9 では炭酸水素カルシウムが一定的に拡散せず，層の境目で違った広がりが確認でき，石灰岩の濃度の濃い方が生成率が高いことがわかる．

## 4.おわりに

本研究において，2 章で定式化した数理モデルは，きわめて単純なものである一方，多くのパラメータを含む．したがって，今後の展開としては，パラメータサーベイを多く実施し，実際の Sinkhole の現象に近づけていくことが望ましい．また，実際の災害状況や石灰岩が溶ける実験などと比較し，シミュレーションの正確性の向上を図る必要がある．

**謝辞**：本研究は科学研究費補助金（課題番号：26790079）の助成を受けた．ここに記して感謝の意を示す．

## 参考文献

1) Pokhrel,R.M , Preliminary survey report on sinkhole damage, Pokhara, Nepal pp.5-8 . 2015.
2) Tao , Experimental and Numerical Investigation of Sinkhole DevelopmentX pp. 1-3 . 2015.
3) MILITARY GEOLOGY OF OKINAWA-JIMA, RYUKYU-RETTO pp.15－20． 1957.
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 石積み構造物の安定性評価に関する研究 pp.1-9 . 2011.
5) ABU DHABI CITY MUNICIPALITYTOWN PLANNING SECTORGEOTECHNICAL, GEOPHYSICAL, AND HYDROGEOLOGICAL INVESTIGATION PROJECT (GGHIP) DEWATERING GUIDELINES. pp.21 . 2014.
6) 藍壇オメル，渡嘉敷直彦，Some Damage Observations in Ryukyu Limestone Cavesof Ishigaki and Miyako Islands and Their Possible Relations to the 1771 Meiwa Earthquake pp.30-34 .2007.

# ベントナイトペーストの乾燥－湿潤サイクルが Mudcrack および Mudblock に与える影響

琉球大学　○沖﨑　拓也
琉球大学大学院　広瀬　孝三郎
琉球大学　松原　仁

## 1. はじめに

粘質土壌の乾燥過程で生じる亀裂は Mudcrack と呼ばれ，不可逆性の非線形現象の一つである [1) – 3)]. Mudcrack は，ペーストの種類や層厚，粒度，溶媒の種類等によって亀裂パターンが異なることが知られている [1) – 5)]．また，粘土質の試料に乾燥－湿潤サイクルを複数回繰り返した場合, Mudcrack により発生した塊（以下 Mudblock）が細分化されることも知られている [6),7)]. Mudcrack の工学的な問題として，一般廃棄物や産業廃棄物の最終処分場に使用される土壌ライナーに Mudcrack が発生することにより雨水等が流入し，汚染物質が拡散する等が挙げられる [8),9)]. そのため Mudcrack の発生メカニズムや亀裂パターンの評価手法を構築することは工学的にも重要な課題である．しかしながら，系統的な研究は少なく十分に理解されているとは言い難く，特に乾燥－湿潤サイクルに伴う Mudblock の形状変化や細分化メカニズムに関しては解明されていない．そこで，本研究では，乾燥－湿潤サイクルが Mudcrack および Mudblock に与える影響について実験的検討を行う．

## 2. 実験概要

本実験では，ベントナイトを実験材料に用いた．**表-1** に本実験で用いたベントナイトの物理的性質，**図-1** に粒度分布を示す．ペーストの含水比としてベントナイトと水の均質な混合を可能とする最小値：60%（飽和度：約 88%）に設定した．容器には，フッ素樹脂加工を施してある円形の金属容器（直径:28cm, 厚さ:5.3cm）を使用した．本研究では，実験環境の影響を取り除くために，恒温器内部（温度：25℃，湿度：37%）での実験を実施した．**図-2** に恒温器内部の模式図を示す．なお，Mudcrack および Mudblock に与える影響を極力抑えるためピペットを用いて容器と試料の境界付近から慎重に給水を行い，給水回数を 10 回とした．また，給水後は 24 時間の乾燥を実施した．

**表-1**　ベントナイトの物理的性質

| Experimental soil | Bentonite |
|---|---|
| Texture | CH |
| Liquid Limit (%) | 61 |
| Plastic Limit (%) | 25 |
| Plasticity Index (%) | 35 |
| Gravel (%) | 1 |
| Sand (%) | 11 |
| Silt (%) | 52 |
| Clay (%) | 36 |
| Void ratio | 1.8 |
| Saturation ratio (%) | 87.5 |
| Volmetric shrinkage (%) | 26 |

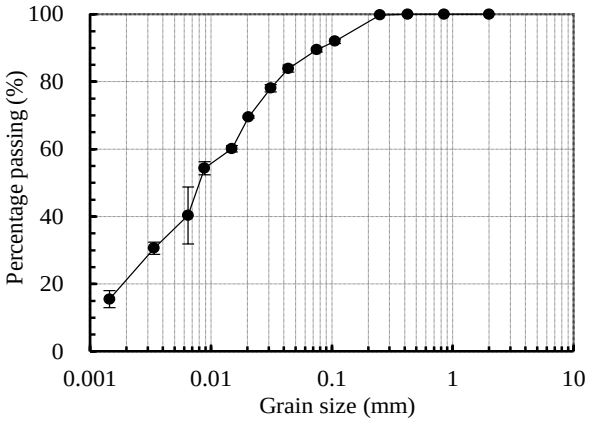



**図-1**　ベントナイトの粒度分布

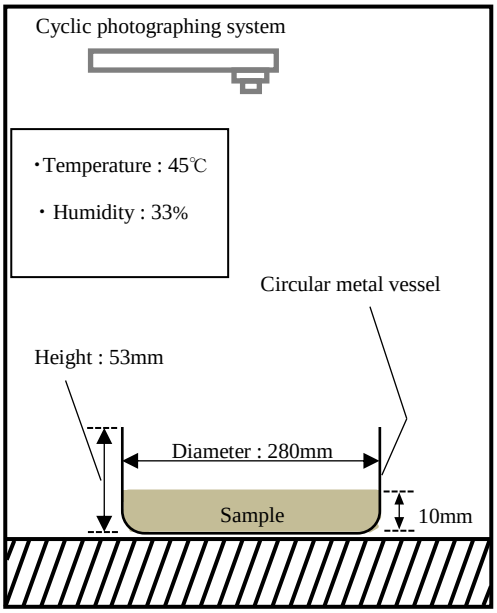



**図-2**　実験時の恒温器内の模式図

キーワード　Mudblock，Mudcrack，乾燥－湿潤サイクル
連絡先　〒903-0213　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail：e125329@eve.u-ryukyuu.ac.jp

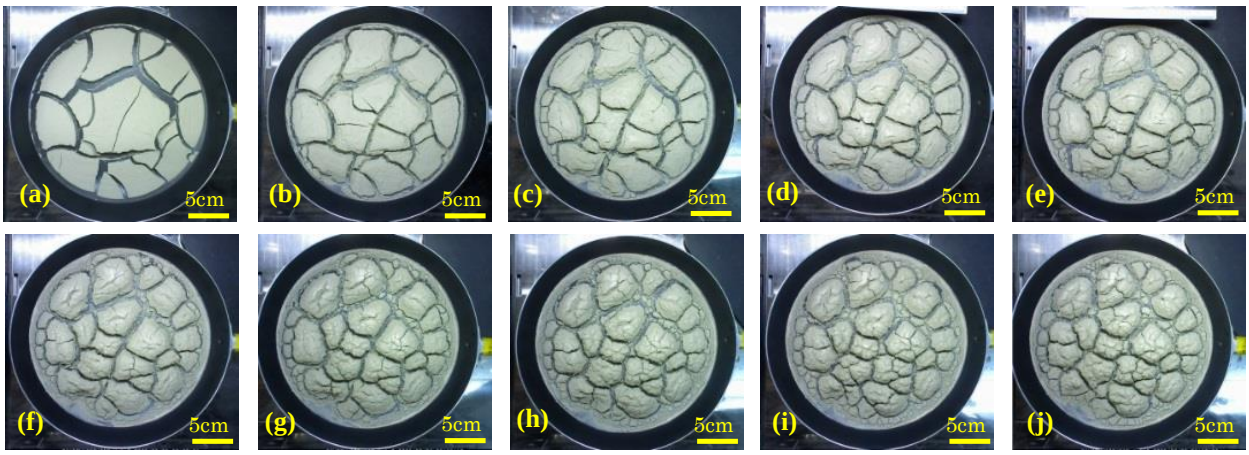



図-3 (a)~(j)は順に乾燥－湿潤サイクル試験における亀裂パターン

## 3. 実験結果と考察

### 3-1 給水による Mudblock の形状変化

図-3 に各給水回数における乾燥後の亀裂パターンを示す. 同図の(a)~(e)に示すように, Mudblock 形状は給水回数 5 回目までは四角形や五角形などの角のある形状が多く観察された．しかしながら, 同図の(f)~(j)に示すよう給水回数 6 回目以降は回数が増加するにつれて丸みを帯びた形状に変化しているのが分かる．これは給水を繰り返すたびに Mudblock の側面が削られたためだと考えられる．図-4 に給水開始直後の Mudblock 側面が崩れ落ちる様子を示す．同図(a)に示すように，給水開始直後，水は Mudblock の側面または亀裂から浸透した．その後，水は同図(b)に示すように中央付近に向かって浸透していく様子が観察された．最終的には, Mudcrack と平行に進む亀裂が観察され(同図(c)), 同図(d)に示すようになめらかな側面が形成された．以上のことから給水回数の増加に伴い Mudblock の側面が崩れ落ち丸みを帯びた形状に変化していくと考えられる.

図-5 に Mudcrack の亀裂交差角度と給水回数の関係を示す．同図より，給水回数が増加するに伴い亀裂交差角度も増加しているものの，給水回数が 1~5 回と比較して給水回数が 7~10 回で後者の方が緩やかに増加していることが認められた．このような結果は Gohering[10]らのベントナイトを用いた乾燥 - 湿潤サイクル実験の結果と類似したものである．しかし，Goherig らの実験はイオン除去水を使用しているため Mudblock の膨潤性 [11]



(a)給水開始 125s 後



(b)給水開始 150s 後



(c)給水開始 175s 後



(d)給水開始 200s 後

図-4 Mudblock 側面が崩れ落ちる様子

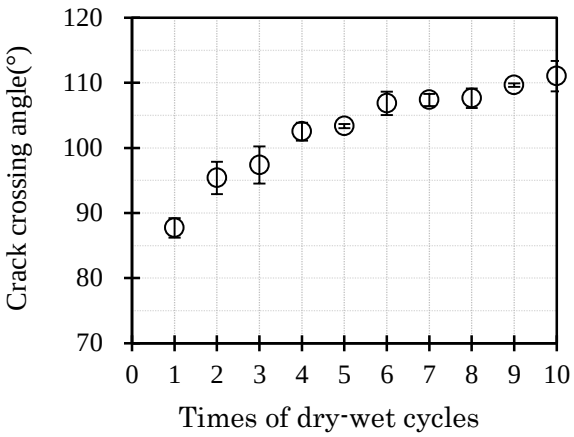



図-5 乾湿繰り返し試験における亀裂交差角度

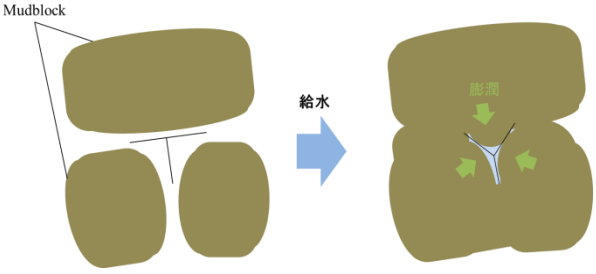



図-6 亀裂交差角度の変化過程

が発揮されていない．そこで，本実験ではベントナイトの膨潤性[11]に着目し考察を行う．給水回数の増加とともに亀裂交差角度が増加した要因として，前述したように給水を行うことによって，Mudblock が丸みを帯びた形状に変化したことが考えられる．**図-6** に給水による亀裂交差角度の変化過程を示す．同図のように丸みを帯びた Mudblock が給水を行うことにより膨潤する，その際，隣接する Mudblock が互いに影響することにより亀裂交差角度が増加すると考えられる．また，このような現象が発生することで亀裂交差角度は 120° に収束すると予想される．そのため，給水回数の後半で緩やかな増加になったと考えられる．

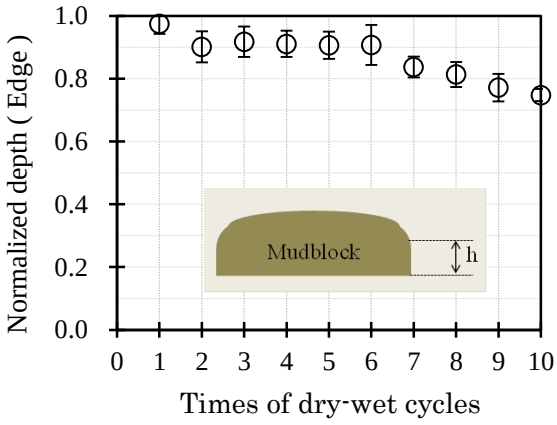
### 3-2 Mudblock の層厚さ変化

**図-7** に Mudblock 層厚と給水回数の関係を示す．同図(a)に示すように，Mudblock の側面の層厚変化は給水回数が増加するとともに減少傾向にあることが確認された．これは，前述したように給水により Mudblock の側面が崩れ落ちたことが要因だと考えられる．

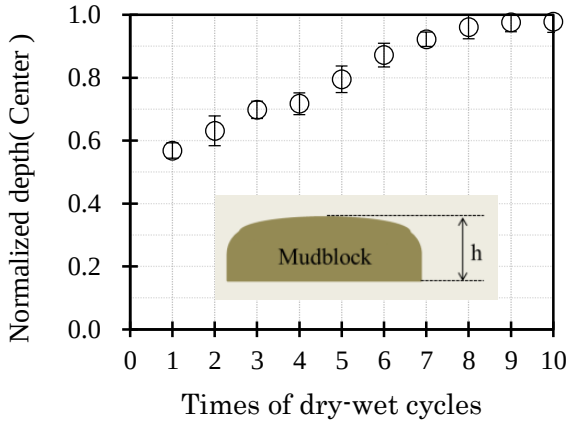
一方，同図(b)より Mudblock の中央付近の層厚変化は給水の繰り返しにより増加していることが確認された．また，給水回数が 8 回を超えたあたりから，中央付近の層厚は収束傾向が見られた．これは，ベントナイトの持つ膨潤性[11]が要因の一つとして考えられる．**図-8** に給水を行うことで厚さが変化する過程を示す．同図(a)に示すように，給水によって Mudblock 内に水が浸透し層間が広がり，その後，同図(b)に示すように乾燥過程において，広がった層間は若干収縮するものの給水前の層間よりも若干広がった状態で乾燥がすることで層厚が増加すると考えた．また，層間陽イオンと水分子の相互作用が限界に達すると膨潤は終了すると考えられており，このことが要因で中央付近の厚さが収束傾向になったと考えられる．

## 4 おわりに

本研究では乾燥ー湿潤繰り返しが Mudcrack および Mudblock に与える影響について実験的検討を行うためにベントナイトの乾燥ー湿潤サイクル実験を行った．

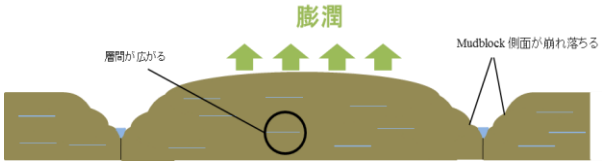



(a) 給水回数と Mudblock 側面の層厚の関係

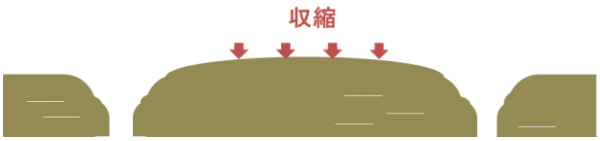



(b) 給水回数と Mudblock 中央付近の層厚の関係

**図-7** 乾湿繰り返しにおける層厚変化




(a)給水後の Mudblock 断面




(b)乾燥後の Mudblock 断面

**図-8** 層厚変化の過程

その結果，乾燥ー湿潤サイクルによって Mudblock の形状が変化していくことが確認された．これらについては，給水による水の影響が考えられる．また，乾燥ー湿潤サイクル回数の増加に伴って Mudblock の中央付近で層厚が増加することが確認された．これは，ベントナイトの持つ膨潤性が要因の一つではないかと考えられる．しかし，本実験では乾燥ー湿潤サイクルに伴う形状変化や層厚の変化また Mudblock の細分化の詳細なメカニズムの解明には至っていない．そのため，今後，三次元的な評価手法の構築が必要である．また，地層中では明瞭な底面を規定することが難しいことも多く，そのような場合に底面で摩擦が Mudblock にどのような影響があるかということも検討していく必要がある．

**謝辞**：本研究は科学研究費補助金（課題番号：26790079）の助成を受けた．ここに記して感謝の意を示す．

**参考文献**

1) Kindle，E．M．:Some factors affecting the development of mud cracks，*The Journal of Geology*，Vol.25，pp.135-144，1917.
2) 伊藤寛之，宮田雄一郎：マッドクラックのパターン形成実験，地質学雑誌，Vol104，No2，pp90-98，1998.
3) Funda，S. and Dilek，T.：Factors effecting mud crack formation in Ankara clay，*World Academy of Science，Engineering and Technology*，Vol.56，pp.166-167，2011.
4) Guidi，G.，Pagliai，M. and Petruzzelli，G.：Quantitative size evaluation of cracks and clods in artificially dried soil samples，*Geoderma*，Vol.19，pp.105-113，1978.
5) DeCarlo K. F. and Shokri N.：Effects of substrate on cracking patterns and dynamics in desiccating clay layers，*Water Resources Research*，Vol.50，pp.166-167，2011.
6) Tang，V.，Shi，B.，Liu，C.，Zhao，L. and Wang，B．：Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils，*Engineering geology*，Vol.101，No.3-4，pp.204-217，2008.
7) Tang，C. S.，Cui，Y. J.，Bin，S.，Tang，A．M．and Chun，L.：Desiccation and cracking behavior of clay layer from slurry state under，*Geoderma*，Vol.166，pp.111-118，2011.
8) Philip，L. K.，Shimell，H.，Hewitt，P，J．and Ellard，H．T.: A field-based test cell examining clay desiccation in Landfill liners，*Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*，Vol.35，pp.345-354，2002.
9) Miller，C. J.，Hong，M. and Yesiller，N.：Experimental analysis of desiccation crack propagation in clay liners，*Journal of the American Water Resources Association*，Vol.34. pp.677-686，1998.
10) Lucas，G.，Rebecca，C.，Asad，A.，Willian，J，C，and Alexander，F，R.：Evolution of mud-crack patterns repeated drying cycles，*Soft Matter*，6:3562-3567，2010.
11) 小峯秀雄，大橋良哉，安原一哉：ベントナイトの膨潤圧・膨潤変形特性に及ぼす温度履歴の影響とその要因，土木学会論文集，Vol6，No.3，731-741，2007

# 岩石およびモルタルの凍結融解作用に関する基礎研究

琉球大学　○松崎雅史，琉球大学大学院　吉次優祐
琉球大学　富山潤，藍檀オメル

## 1. はじめに

岩石やコンクリートなどの多孔質材料では，寒冷地における凍結融解作用による劣化は重要な課題であり，劣化のメカニズム・対策に関する研究が現在も行われている[1)]．

凍結融解作用による劣化のメカニズムは，岩石，モルタル共に毛細間隙中に存在する水の挙動が重要であることは明らかにされているが，凍結融解作用を受けた材料の力学特性の解明は未だ十分ではない．

本研究では，凍結融解作用の基礎的研究として，凍結融解サイクルの進行とともに変化する岩石およびモルタルの力学特性を検討した．

## 2. 実験概要

### 2.1　試験体概要

(1)岩石

使用した供試体は，砂質石灰岩 1(φ5×10cm)，サンゴ質石灰岩 11(φ5×10cm)，福井凝灰岩 11(φ5×10cm)，大谷凝灰岩 11(φ5×10cm)の計 4 試料を用いた．

(2)モルタル

モルタル供試体は，φ5×10cm とし，26 個製作した．配合は，W/C=50%，空気量=2%とし，セメントには普通ポルトランドセメント（琉球セメント産）を，細骨材には砕砂と海砂の 2 種類(FM=2.8 に調整)を使用した．作製した供試体は，打設後 1 日で脱型し，材齢 14 日まで 20℃水中養生を行った．

### 2.2　凍結融解試験

岩石，モルタルともに凍結融解試験用供試体は，温度可変槽に設置し試験を行った．試験 1 時間で 20℃から−20℃まで降温，約 3 時間温度を保持した後，約 1 時間で 15℃まで昇温し，その後約 2 時間で 20℃まで昇温を 1 サイクルとした[2)]．岩石の供試体においては，100 サイクルまで乾燥状態で試験を行い，その後 200 サイクルまで湿潤状態で試験を行った．モルタル供試体においては，凍結融解試験用 22 個のうち,半分の 11 個を乾燥状態で，残りの半分を浸漬状態で試験を行い，105 サイクルまで繰り返した．供試体の温度履歴については熱電対で測定を行った．また，凍結融解作用による試験体の変状を確認するために弾性波速度の測定も行った．同時に，AE 計測も行った．

モルタル供試体については，試験前，75，120 サイクル時に圧縮強度試験を行った．なお，供試体の空隙率は，**表−1** の通りである．

**表−1　供試体の空隙率**

| 供試体 | 空隙率（%） |
|---|---|
| 砂質石灰岩 | 13.6 |
| サンゴ質石灰岩 | 4.3 |
| 福井凝灰岩 | 8.8 |
| 大谷凝灰岩 | 19.2 |

## 3. 実験結果及び考察

### 3.1　岩石およびモルタルの弾性波速度

**図−1**，**図−2** に岩石及びモルタルの弾性波速度の経時変化を示す．まず，岩石の弾性波速度であるが，**図−1** より 4 つすべて供試体において大きな変化はみられない．大谷凝灰岩と福井凝灰岩は途中でデータが欠損しているが，これは試験途中に供試体が著しく損傷し，計測が不可能になったためである．石灰岩は 200 サイクルに到達しても供試体表面の損傷はほとんど見られない．凝灰岩が石灰岩よりも大きな損傷を受けた原因は，吸水率が大きいためであると考えられる．

次に，モルタルの弾性波速度の経時変化であるが，通常ならば供試体の劣化に伴い，弾性波速度は低下する．しかし，今回の計測結果では，

浸漬状態のモルタルについては，弾性波速度が上昇していることが**図-2** より見てとれる．これは，モルタルに含まれる水が弾性波速度に影響を与えていると考えられる．乾燥状態のモルタルについては，弾性波速度は多少上昇しているがほぼ一定である．表層変状としては，浸漬状態の供試体の表面に微細な亀裂が入る等の表面劣化が確認できた．このことから，凍結融解作用による劣化は，コンクリートに侵入する水の影響が大きく起因することが改めて確認できた．

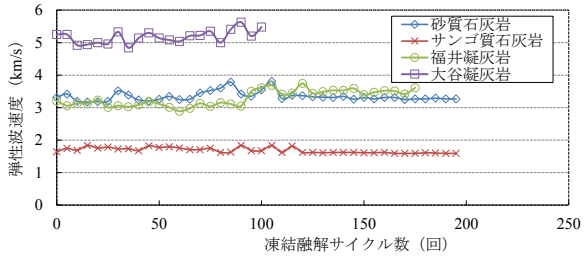



**図-1　岩石の弾性波速度の経時変化**

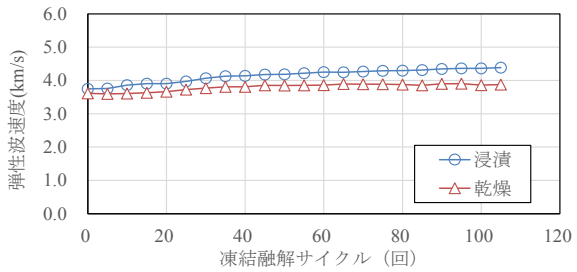



**図-2 モルタルの弾性は速度の経緯変化（平均値）**

### 3.2　AE 計測結果

AE センサを取り付けた供試体は，浸漬状態のモルタル供試体である．**図-3** に AE センサで計測したカウント数と養生温度の関係性を表したグラフを示す．この図から養生温度が 0℃以下の領域になるとカウント数が増加し，0℃以上の領域では AE センサがほとんど反応していないことが分かる．これは，養生温度が 0℃以下になると温度低下による供試体の収縮に加え，内部の水が凍り体積膨張を生じ，供試体内部で破壊が生じていると考えられる．また，経過時間が 300 時間を超えたあたりで AE カウント数が 7000 回付近まで到達しているところが見受けられるが，この時に供試体が破損するという結果が得られた．以上のことから，供試体内部の水の体積変化は内部損傷に大きな影響を及ぼすということが推測できる．

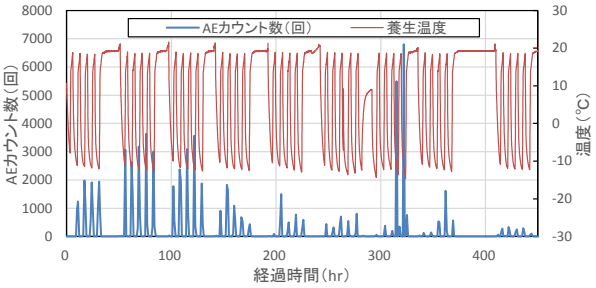



**図-3 AE カウント数と養生温度の経時変化**

### 3.3 圧縮強度試験の結果

**図-4** に圧縮強度の経時変化を示す．浸漬状態の供試体はサイクルが増えるに従い，圧縮強度が低下していることが確認できる．一方，乾燥状態の供試体は試験前に比べると，若干の低下が確認できるが，ほとんど変化していないといえる．以上から，凍結融解作用による劣化は,内部の水の影響を受け，内部損傷が進むに従い，圧縮強度の低下が生じるといえる．

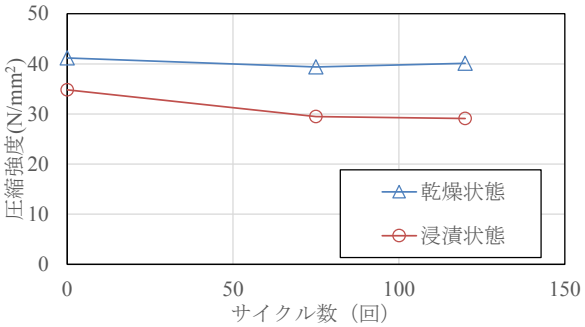



**図-4　圧縮強度試験の結果**

## 4. まとめ

本研究では，凍結融解作用を受ける岩石およびモルタル供試体の弾性波速度，AE，圧縮強度について検討を行った．この結果，凍結融解作用による材料損傷は内部の含水状態に大きく影響を受け，損傷は内部の水分が凍る場合に生じることが AE の測定結果より確認できた．今後も試験を継続し詳細な検討を行う予定である．

## 参考文献

1)岡本，魚本：コンクリートの凍結融解性状に関する基礎研究，生産技術研究所，Vol.48, No.12, pp.23-25, 1996.

2)Hasan, Okuyama, Sato, Ueda：Stress-strain Model of Concrete Damaged by Freezing and Thawing cycles, Journal of Advanced Concrete Technology, JCI, Vol.2, No.1, pp.89-99, February 2004.

# 画像相関法を用いたベントナイトペーストに発生する Mudcrack の評価

琉球大学　○松本　龍一
琉球大学大学院　広瀬　孝三郎
琉球大学大学院　崎山　将
琉球大学　松原　仁

## 1. はじめに

田畑や干潟等の粘質土壌が乾燥する過程で生じる，亀裂は Mudcrack とよばれ，不可逆性の非線形現象として知られている．Mudcrack は，産業廃棄物や有害廃棄物等の最終処分場にて使用される土壌ライナーにも発生することがあり，水の流入や汚染物質の漏出などの重大な問題に繋がる[1)-2)]ことから，発生メカニズムを解明することは重要である．

一般に Musdcrack は実験容器とペーストの収縮率の差やペースト中の介在物が欠陥点となり発生することが知られている．しかしながら，介在物の影響によって発生した Mudcrack の亀裂進展について着目した研究は，ほとんど見受けられない．そこで本研究では，ベントナイトペーストに介在物を設置した場合の亀裂進展に対して画像による亀裂パターンの評価および画像相関法を用いたひずみ解析を試みた．

## 2. 実験方法

本研究では実験試料としてシルト分が多く含まれるベントナイトを用いた．**図-1** にその粒度分布を示す．ベントナイトは水と混ぜ合わせペースト状にし，容器は表面にフッ素加工を施した円形の金属容器（直径：280 mm，深さ：53 mm，ペースト厚 7 mm）を使用した．またベントナイトペーストを容器に流し込むことを考え，十分な流動性を保つように初期含水比を 60%とした．なお，本実験は温度 30℃, 湿度 50%程度に設定した部屋で実施した．また，本実験では**図-2** に示すように，ペースト中央に直径 294 mm のガラス球を設置した試料 1 とペーストの中心領域に直径 112 mm のガラス球を 5 個設置した試料 2 の 2 種類の試料を用意し，それぞれ 65 時間乾燥させた後，ひずみ解析を実施した．なお画像相関法を用いたひずみ解析を実施するにあたって，試料表面に，カラースプレーでランダムパターンを塗布し，試料の乾燥過程を 2 台の CCD カメラで撮影した．実験時の模式図を**図-3** に示す．

ここで画像相関法とは，測定対象物の模様のランダム性を基に，測定対象物の変形前後の画像から変位量やひずみを解析する手法である[3)]．

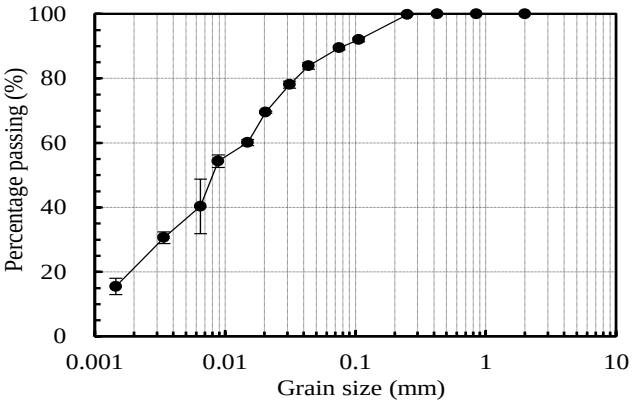



**図-1　ベントナイトの粒度分布**

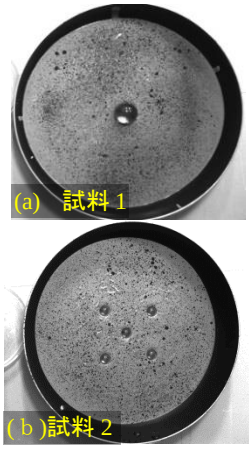



**図-2　実験に用いた試料**

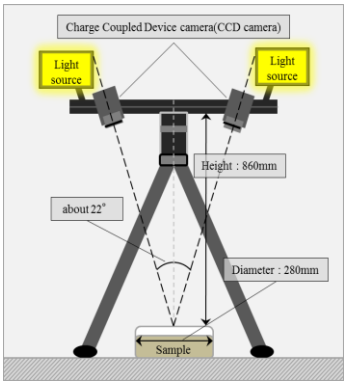



**図-3 実験時の模式図**

キーワード　デジタル画像相関法，Mudclack，主ひずみ
連絡先　〒903-0213　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail : e125330@eve.u-ryukyu.ac.jp

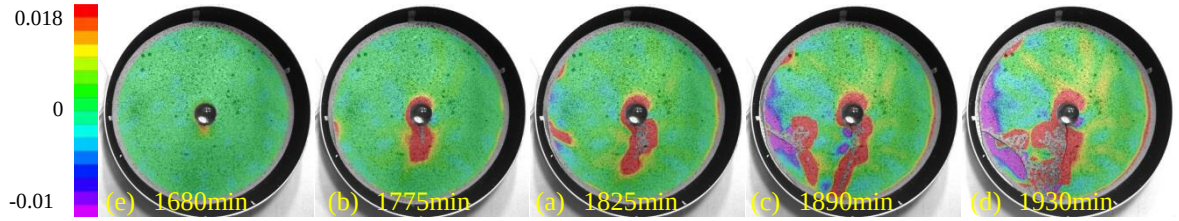



図-4　試料 1 表面のひずみ変化

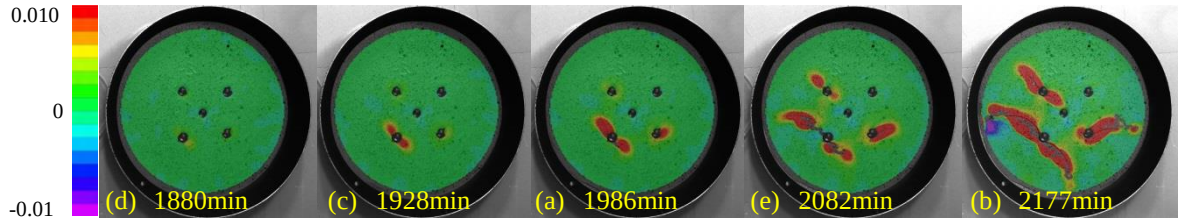



図-5　試料 2 表面のひずみ変化

## 3.　結果と考察

**図-4** に試料 1 の亀裂進展に伴うペースト表面のひずみ分布の継時的な変化を示す．同図より，亀裂がガラス球を起点に発生しているのが分かる．ガラス球周辺に引張ひずみが生じた後，その箇所から亀裂が発生し，容器との境界方向に進展している．また，時間経過とともに，ペースト内の各所に圧縮ひずみが生じていることを確認できる．

**図-5** に試料 2 の亀裂進展に伴うペースト表面のひずみ分布の継時的な変化を示す．同図より，試料 2 においても，亀裂がガラス球を起点に発生しているのが分かる．また，試料 1 同様にガラス球付近に引張ひずみが生じた後に亀裂が発生している他，ペースト内の様々なところで圧縮ひずみが働いている．

**図-6** に 65 時間の各試料の乾燥後の様子を示す．同図(a)に試料 1，同図(b)に試料 2 の亀裂進展を示している．試料 1 及び試料 2 においても，介在物周辺に亀裂が集中して発生しているのが分かる．

以上のことから，ペースト内の圧縮ひずみの差によって生じた引張ひずみが介在物に集中し，この点で亀裂が発生すると考えられる．これは，ペースト内の介在物が Mudcrack の要因であると裏付けるものであり，ペーストに生じる亀裂の発生過程や亀裂パターンについては介在物に依存すると考えられる．

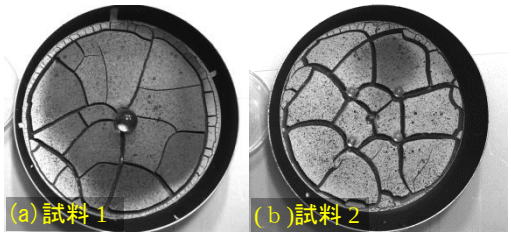



図-6　65 時間後の試料の様子

## 4.　おわりに

本研究では介在物が Mudcrack の亀裂進展に与える影響の評価を，画像相関法を用いたひずみ解析から試みた．結果としてペースト中の介在物が Mudcrack が発生すると証明するに至った．しかしながら介在物が亀裂パターンに与える影響についてなどの評価は未だ十分ではない．よって今後はフラクタル次元解析などを用いて，介在物 Mudcrack の亀裂進展に与える影響を明らかにする必要がある．

**謝辞**：本研究を進めるにあたり，化学研究費助成金（課題番号：26790079）の助成を受けた．ここに記して感謝の意を示す．

## 参考文献

1) Kindle, E. M.: Some factors affecting the development of mud cracks, *The Journal of Geology*, Vol.25, pp.135-144, 1917.
2) 伊藤寛之，宮田雄一郎：マッドクラックのパターン形成実験，地質学雑誌，Vol.104，No.2，pp.90-98，1998.
3) 内野正和：デジタル画像相関法によるひずみ解析法の検討,日本実験力学会講演論文集 合同ワークショップ 2006,No.6-1,pp.36 - 39,2006.

# 噴砂の出現と過剰間隙水圧の関係に関する実験的検討

琉球大学学部生　○江﨑　荘太
琉球大学大学院　崎山　将
琉球大学大学院　広瀬　孝三郎
琉球大学　松原　仁

## 1. はじめに

噴砂現象は，液状化に伴い発生する現象の一つとして知られている．また，地震発生後に行われる現地調査においては，噴砂の跡を観察することで液状化した地盤を探索することの目安となる [1]．したがって，噴砂現象は液状化の発生を示す重要な手掛かりとなる．**図-1** に示すように，Elgamal らは，地層の土質が不均一な地盤において，地下水位で満たされた砂層が地震などの揺れによって間隙水圧が上昇し，水圧が初期有効応力と等しくなることで，せん断抵抗を失い液状化が生じ，その後，浮いた状態の砂粒子が沈降し，粘質土層と砂層の間に水膜層が発生すると論じている．この水の層は上層の土被り圧を受けた被圧水となり，被圧水が粘土層の亀裂部分等から地表まで達することで噴砂・噴水現象となる [2]．

噴砂の粒度組成に関しては，液状化層の粒度組成と一致するといった説がある一方で，噴出孔を上向きに流動する過程，噴砂丘の斜面を流下する過程で分級するため液状化層の粒度組成とは異なるといった説も存在する [2]．

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震においては，東北地方から東京湾岸エリアまで広い範囲で液状化現象が発生した．現地調査により，特に，深刻な液状化が発生した東京湾岸エリアにおいては，震源から約 380 km も離れているにもかかわらず，埋立地や旧河川等の地域で液状化が発生した．本地震の特徴として，液状化に伴って噴出した噴砂量が非常に大量であることが現地調査によって報告されている [3]．1964 年 6 月 16 日に発生した新潟地震において，液状化被害の大きかった地域では地震後数分間にわたって噴砂の高さが 2～3 m にも達したことが報告されている [4]．

噴砂現象に関しては，液状化被害地域で採取した試料サンプルを用いてボイリングによる擬似的に液状化現象を発生させ，土粒子の浮き上がり易さに着目した研究 [3]や，舗装亀裂から生じる噴砂を想定した模型実験を用いて噴砂発生と粒径との関係性について着目した研究 [5]等数多く存在する．しかしながら，数メートル規模に吹き上げる噴砂のメカニズムに関しては十分に解明されていないのが現状である．

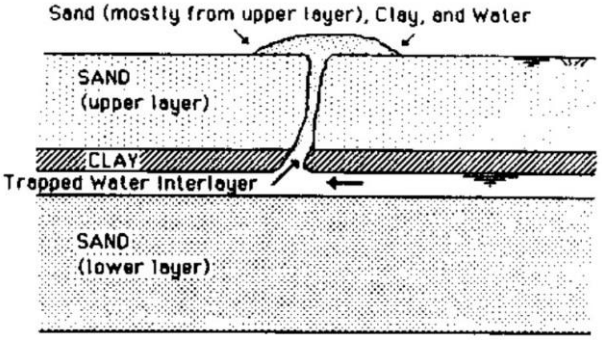



**図-1**　噴砂発生のメカニズム(Elgamal et al. 1989[2])

そこで本研究では，噴砂の吹き上げ高さと液状化層厚及び間隙水圧の関係性に着目し，大規模に吹き上げる噴砂現象を解明するため，試料として標準砂を用いて簡易的に振動実験を実施した．

## 2. 実験概要

### 2.1　実験試料

本研究では標準砂を用いて振動実験を行った．図-2 に試料として用いた標準砂の粒度分布を示す．同図において，赤色実線の範囲内に入る粒度分布を持つ土は液状化発生の可能性が高いということ，赤色点線の範囲内の場合は液状化発生の可能性が非常に高いということを意味しており [6]，本実験で用いた標準砂は液状化発生の可能性が非常に高い試料となっている．

キーワード　液状化，噴砂，標準砂，噴砂高さ，間隙水圧，過剰間隙水圧
連絡先　〒903-0129　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail　e125335@eve.u-ryukyu.ac.jp

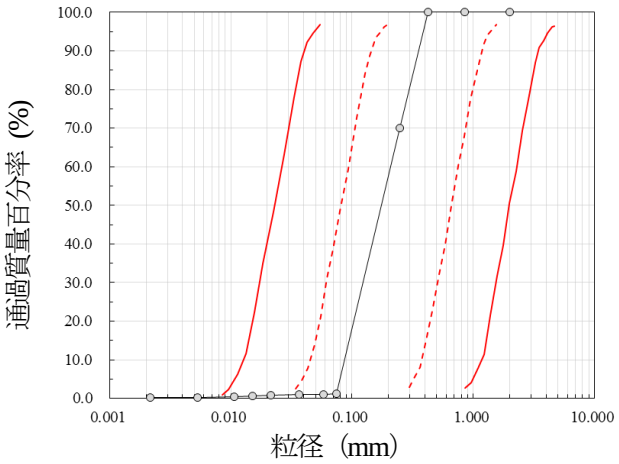



**図-2**　実験で使用した標準砂の粒度分布

## 2.2　実験システム

**図-3** に振動実験の模式図を示す．本研究では，Elgamal ら [2]による噴砂発生の概念を参考にし（**図-1** 参照），幅 25 cm，奥行き 16 cm，高さ 29 cm のガラス容器の中に飽和砂層と不透水層を模擬した．具体的には，ガラス容器内に地下水面と地表面を一致させるように水を投入した後，試料を自由落下させ，砂層上に不透水層を模擬した発泡スチロールを設置した．また，地上の構造物を模擬するために，不透水層上部にはポリエチレン製の袋に鉛を敷き詰めた 800 g の重りを 4 つ設置し，さらに，噴砂の噴出口は，不透水層と砂層の境界部分から地上部に伸びるアクリル製のパイプにてモデル化した．なお，ガラス容器底部には間隙水圧計，振動台には加速度計を設置した．

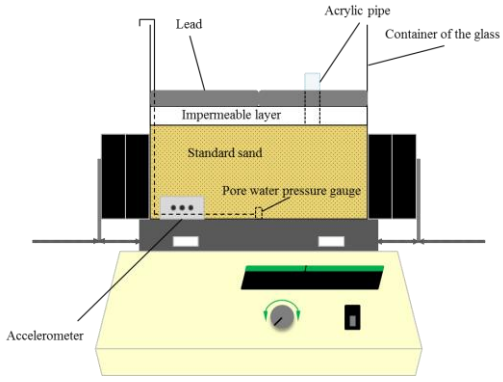
## 2.3　実験条件

振動台の速度を一定にし，実験体に振動を加えた．実験体の砂層厚は 3 cm，6 cm，9 cm，12 cm の 4 パターンとし，それぞれ 3 回ずつ実験を行った．含水比は 29.0%～30.5%の間で作成した．全ての実験において間隙水圧と加速度の計測，デジタルカメラを用いた実験中の撮影を行った．また，撮影した画像を用いてデジタル画像処理を行い，噴砂高さを計測した．

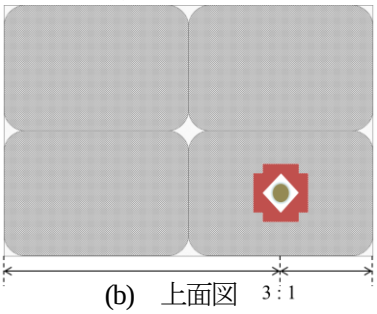
また，**図-4** (a)に，本実験で用いた振動台の経過時間と加速度の関係を示し，同図( b)はフーリエスペクトル解析の結果を示す．2 Hz と 8 Hz，12 Hz 付近に特徴周波数が見られる．

## 3.　実験結果

**図-5**～**8** に砂層厚がそれぞれ，3 cm，6 cm，9 cm，12 cm

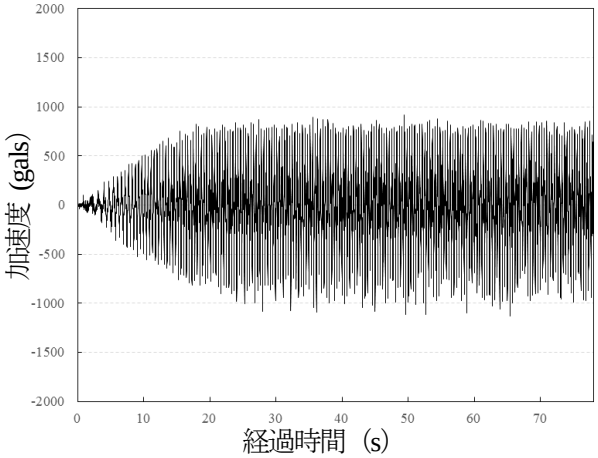



(a)　正面図

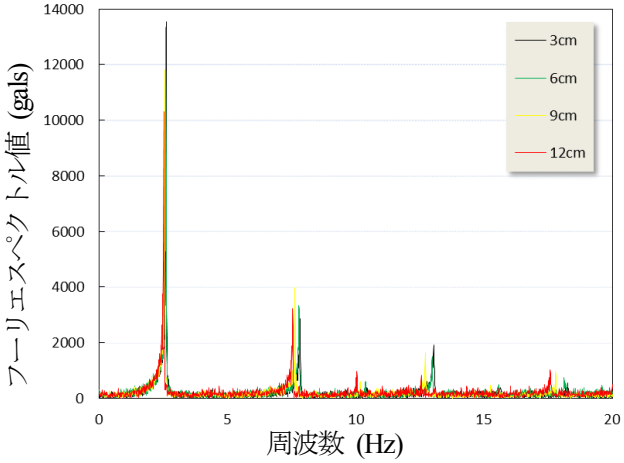


(b)　上面図　3：1

**図-3**　実験システムの模式図




(a)　経過時間に伴う加速度

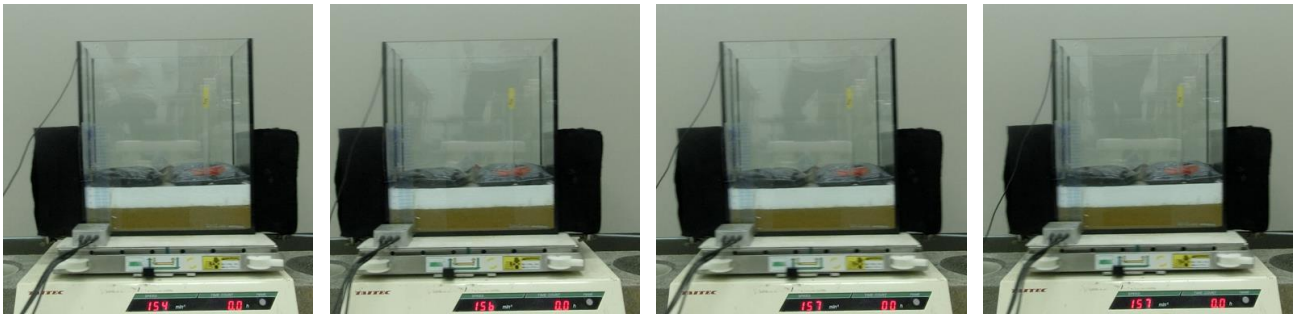



(b)　フーリエスペクトル分布

**図-4**　振動台の加速度と周波数

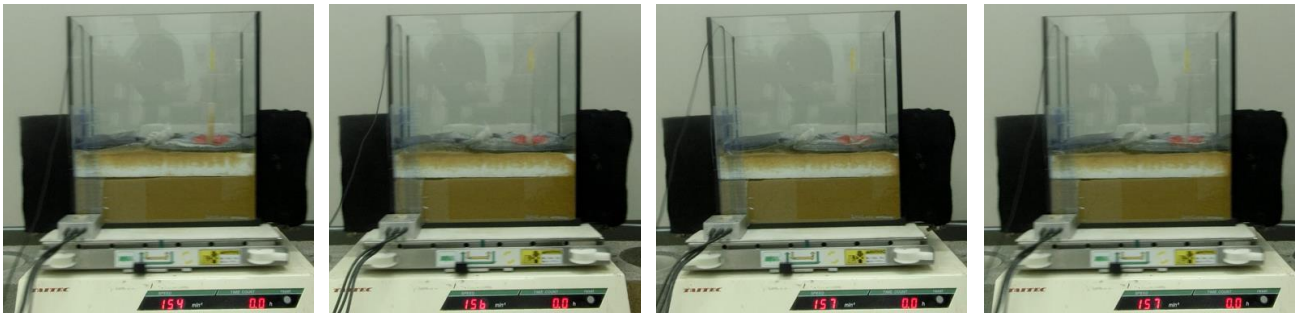
の場合の振動実験の様子を示す（時間間隔は 15 秒ごと）．また，**図-9** には各砂層厚で噴砂現象を発生させた際の最大平均噴砂高さを比較したグラフを示し，その詳細を**表-1** に示す．砂層厚 3 cm の噴砂高さは，低い噴砂高さであると同時に，噴砂が確認出来ない場合もあった．一方，6～12 cm の場合は値の変動が小さくなり，収束していく結果が得られた．

各砂層厚での経過時間に伴う正規化間隙水圧の変動を**図-10** に示す．砂層厚 3 cm で，液状化現象は発生するが，噴砂現象が発生しないパターンが存在した．間隙水圧の挙動においても，緩やかに上昇し，一方，結果となった．砂層厚が 6 cm，9 cm，12 cm では，振動経過時間の進展に伴い，間隙水圧が急激に上昇し，砂層の厚さが大きい程，噴砂の発生時間が早まる結果



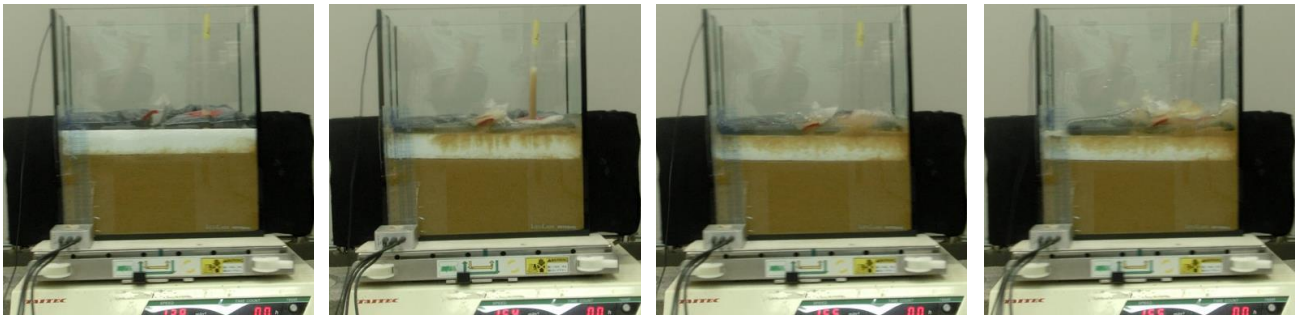
(a) 15 sec.　(b) 30 sec.　(c) 45 sec.　(d) 60 sec.

**図-5**　砂層厚 3 cm の場合における振動実験の様子



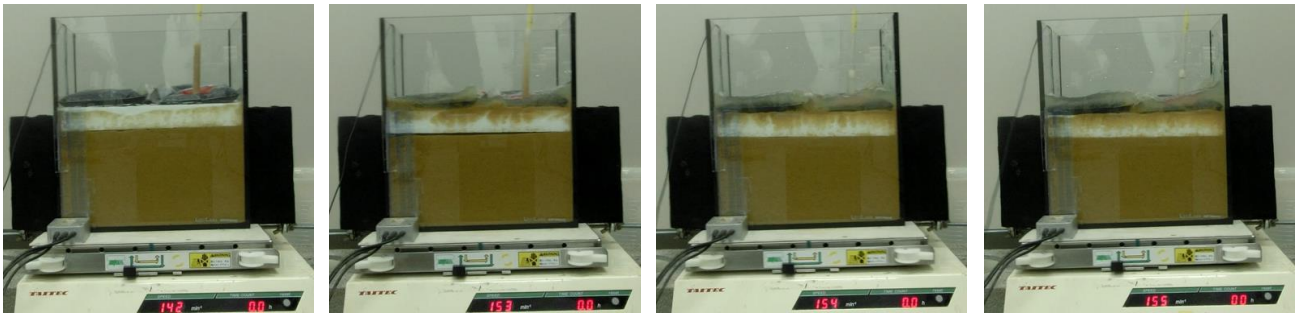
(a) 15 sec.　(b) 30 sec.　(c) 45 sec.　(d) 60 sec.

**図-6**　砂層厚 6 cm の場合における振動実験の様子



(a) 15 sec.　(b) 30 sec.　(c) 45 sec.　(d) 60 sec.

**図-7**　砂層厚 9 cm の場合における振動実験の様子



(a) 15 sec.　(b) 30 sec.　(c) 45 sec.　(d) 60 sec.

**図-8**　砂層厚 12 cm の場合における振動実験の様子

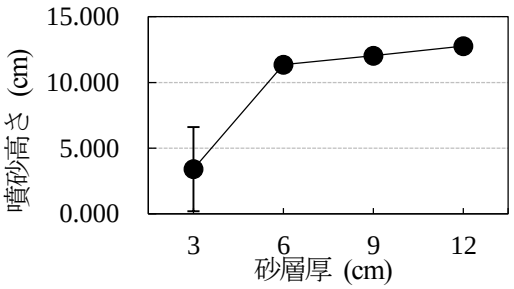



**図-9**　砂層厚に伴う最大噴砂高さ

**表-1**　各砂層厚の噴砂高さ

| 砂層厚(cm) | 噴砂高さ(cm) | 標準偏差 |
|---|---|---|
| 3 | 3.409 | 3.193 |
| 6 | 11.346 | 0.507 |
| 9 | 12.031 | 0.197 |
| 12 | 12.757 | 0.179 |

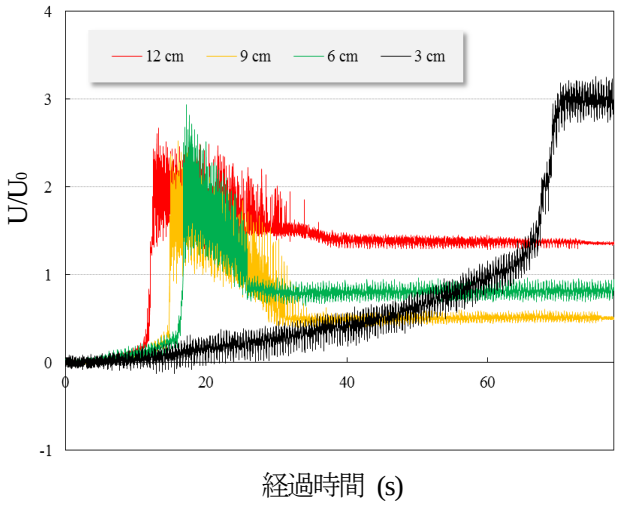



**図-10**　各砂層厚の経過時間と正規化間隙水圧の関係

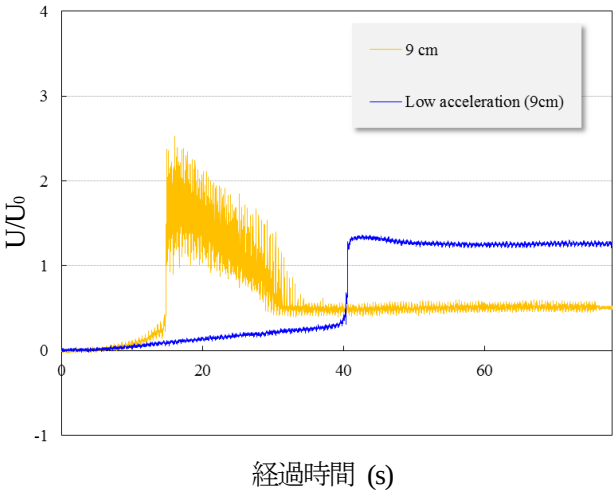



**図-11**　砂層厚 9 cm の経過時間と正規化間隙水圧の関係

となった．興味深いことに，全層厚の正規化間隙水圧は約 2.8～3.0 という同程度の値を示した．また，目視ではあるが非常に大きな噴砂現象を確認できた．

**図-11** は，砂層厚が 9 cm の場合において，作用させる加速度を半減させた場合の経過時間と正規化間隙水圧の関係を示している．高い加速度で振動させた場合よりも長い時間で明確な噴砂高さが目視できた一方で，Post peak は高い加速度時の砂層圧 3 cm のものと類似した結果となった．

## 4.　考察

砂層厚 6 cm，9 cm，12 cm の場合に関して，過剰間隙水圧における Post peak の挙動は，加速度が関係していると考えられる．しかしながら，残留過剰間隙水圧の値に規則性は見られない．興味深いことに，**図-11** より，加速度が小さい程に残留過剰間隙水圧が大きくなっている．このメカニズムに関しては未だ考察するに至っていないが，今後検討すべき事項である．

## 5.　おわりに

本研究では，噴砂高さと間隙水圧の関係について検討した．その結果，加速度の違いによって過剰間隙水圧の Post peak 挙動が大きくなることが分かった．これらの詳細な検討は今後の課題としたい．

## 参考文献


1). 山口晶, 吉田望, 飛田善雄 : 液状化に伴う噴砂と液状化層厚の関係, 土木学会論文集 C Vol.64 No.1,79-89,2008.2

2). Elgamal, A. –W., Dobry, R., and Adalier, K. (1989). "Study of Effects of Clay Layers on Liquefaction of Sand Deposits Using Small-Scale Models," Proceedings, 2nd US-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), 145-160, NCEER, SUNY-Buffalo, Buffalo, NY (Report NCEER-89- 0032).

3). 石川敬祐, 安田進 : 東北地方太平洋沖地震による東京湾岸エリアの噴砂特性に関する考察, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学),Vol.68,No.4(地震工学論文集第 31-b 巻),1_274-1_281,2012

4). 福尾義昭 : 噴砂現象に関する研究, 京都大学防災研究所年報 = Disaster Prevention Research Institute Annals, 第 8 巻, p 535 - 541, 1965.

5). 桑野玲子, 桑野二郎 : 液状化による噴砂発生メカニズムにおける粒径の影響, 生産研究 Vol. 66 (2014) No. 6 p. 521-523

6). 国土交通省港湾局監修 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 上巻, p282, 1999.

# 不連続面における多目的・動的せん断試験の開発と適応

琉球大学　○坂下洋明
琉球大学　正会員　藍檀オメル，富山潤

## 1. はじめに

岩盤構造物の安定性を評価する際に既存の不連続面の幾何学的分布およびそのせん断特性は最も重要な要素である．また，コンクリート構造物の地震時の被害は施工ジョイントにそって発生していることも近年の大地震で明らかになっている．さらに大型鉄塔の基礎の長期的安定性に関して，風荷重による繰り返しせん断挙の把握が必要である．地震学の分野で地震断層のせん断挙動の把握は地震動の評価に関して必要である．本論文では様々な荷重条件下で岩石の不連続面や境界面のせん断特性を把握するため，Aydan(1994)らが開発したせん断試験機を動的せん断試験もできるように改善し，そのせん断試験機と種々の試験結果を紹介する．




図-1 せん断試験機の様子

## 2. 実験機の特徴

上記で述べたように様々な荷重条件下で岩石，不連続面や境界面のせん断特性を把握するため，大型せん断試験機を改善した(**図-1**)．本せん断試験機は単純せん断試験，繰り返しせん断試験，クリープせん断試験および動的せん断試験を簡易に行うことが出来る**図-2** に示すように様々の実験条件を容易に設定してせん断試験を行うことが可能である．地震による動的せん断荷重を外部から任意の波形を入力することが出来る．一例として**図-3** に繰り返しせん断試験の場合はタッチパネル上で設定項目を示す．この場合，上限せん断力，下限せん断力，サイクル数，サイクル，下限せん断力到達時間が設定できる．鉛直荷重およびせん断荷重の最大値は20tonfであり，供試体のサイズは2種類で，100×100×100m あるいは 150×75×75m である．

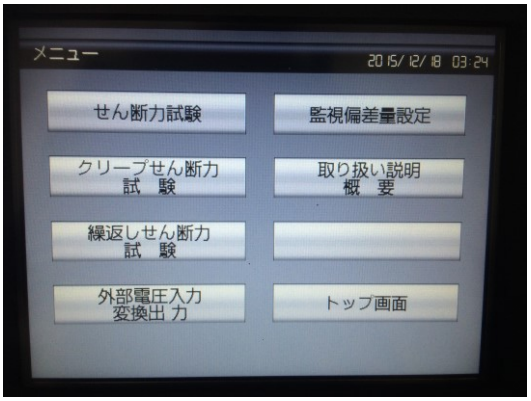



図-2 せん断試験機のタッチパネルメニュー




図-3 繰り返しせん断試験の設定画面

## 3. 実験結果と考察

この節で実施したいくつかのせん断試験の結果を紹介する．利用した資料は，大理石の不連続面，砂質琉球石と灰凝灰岩である．まず最初のせん断試験結果として，研磨した境界表面を持つ大理石の不連続面の単純せん断試験結果を**図-4** に示す．この実験結果からわかるように，摩擦係数は降伏後，徐々に増加していることがわかる．また，その力学挙動は弾完全塑性に分類することができる．

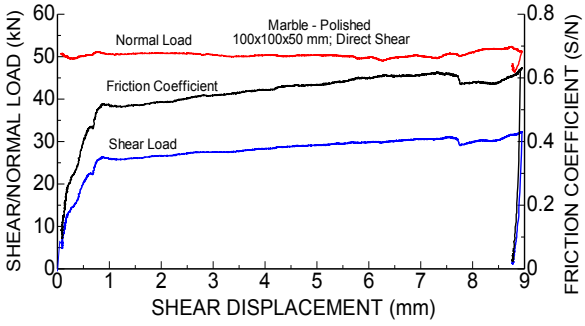



図-4　大理石の不連続面のせん断応答

次に大理石の不連続面について，せん断クリープ条件下で行った試験結果を示す．**図-5** にせん断変位とせん断力の時間的に変化を示す．図より，クリープ変位が時間とともに増えていくことが見受けられる．

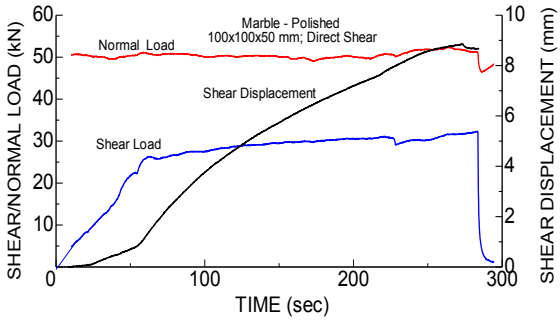



**図-5 大理石の不連続面クリープせん断応答**

また，大理石の不連続面について繰り返しせん断試験の結果を**図-6** に示す．繰り返し回数に応じて，せん断変位が徐々に増加していることが見受けられる．

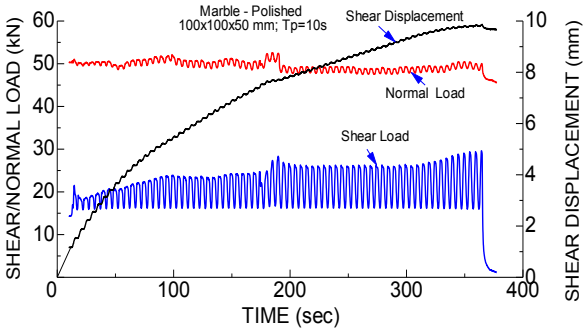



**図-6 繰り返しせん断試験における大理石の不連続面の力学応答**

次に凝灰岩（大谷石）について行った繰り返しせん断試験結果を**図-7** および**図-8** に示す．**図-7** は繰り返しせん断力に関連してせん断変位の変化を表している．破壊直前にせん断変位が急激敵に増加している．また，同結果をせん断変位とせん断力の空間で**図-8** に示す．この図より破壊直前とその後各サイクルにおけるせん断変位が大きくなっていく様子が見受けられる．

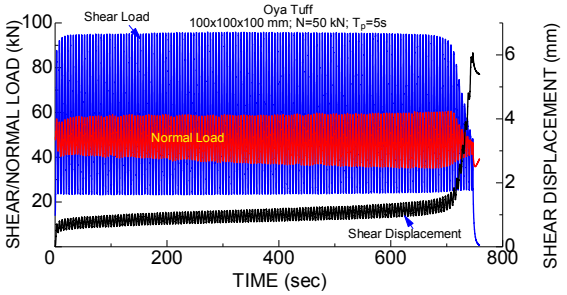



**図-7 凝灰岩の繰り返しせん断応答**

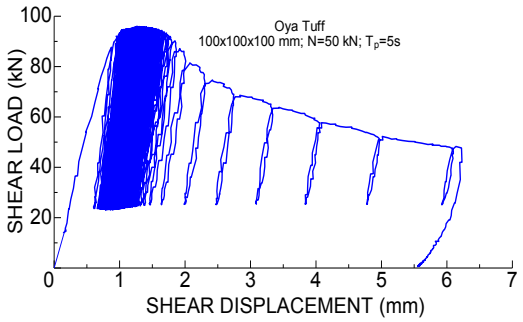



**図-8　繰り返しせん断試験における凝灰岩のせん断変位・せん断力関係**

## 4. まとめ・今後の展望

本論文で紹介した動的せん断試験機を使用して単純せん断試験, クリープせん断試験, 繰り返しせん断試験, 動的せん断試験を行う事が確認できた. 今後は沖縄県で大型重要構造物の関連で岩盤不連続面・境界面のせん断特性把握と別に，今まで評価できなかった礫混じり地盤のせん断特性の評価が可能である．

## 参考文献

1）Aydan, Ö.,　T. Akagi, H. Okuda, T. Kawamoto (1994).The cyclic shear behaviour of interfaces of rock anchors and its effect on the long term behaviour of rock anchors. *Int. Symp. on New Developments in Rock Mechanics and Rock Engineering*, Shenyang, 15-22.

# 格子ボルツマン法を用いた室内騒音場に関する数値解析的検討

琉球大学大学院　○江戸　孝昭
琉球大学　　松原　仁
琉球大学　　原　久夫

## 1. 緒言

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

従来，音場における空力音の数値予測は，CFD および Lighthill 方程式に基づく遠距離場の理論を併用し，非定常流れ場と音場を個々に解くハイブリッド法（Hybrid method）[1]，非圧縮性流れと圧縮性流れとの解のずれの量を用いる分離解法（Acoustic/viscous splitting method）[2]，解析領域全体を Navier-Stokes 方程式で表現する直接数値計算（DNS : Direct Numerical Simulation）[3), 4)]の 3 つに大別される。このような音場における数値計算を Computational Aeroacoustics （CAA）と呼ばれ，実験および理論的研究に比べると比較的新しい分野とされている。これは，流体音の圧力変動が通常流れ場の圧力変動と比べ微小であり，低速流れにおいては $10^{-8}$ 程度になることもなるため，実験結果等と比較検証をする場合，高精度な計算スキームや広域な計算領域を必要とし，かなりの計算コストを有するためである。近年においては計算機性能の向上により，多くの研究が行われてきており [5) - 10)]，高次精度スキームを用いた，Navier-Stokes 方程式の直接計算による解析例も幾つか報告されている [11) - 13)]。しかしながら，著者らが知る限り，これらの技術を実際の発破現場へ適用した例は少なく，ハイエンドな数値計算技術を，今後，積極的に展開していくべきであると考えられる。

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

## 2. 格子ボルツマン法（LBM）の概要

格子ボルマン法（LBM : Lattice Boltzmann Method）は，分子動力学に基づく数値流体解析手法の一つである [14) - 16)]。解析対象となる流体を格子上で仮想的に移動する粒子の集合体として近似し，その粒子が格子上を移動または衝突をすることで解析の対象となる流体を表現する手法である。このとき，粒子の移動や衝突はボルツマン方程式に基づいて計算される。したがって本手法は，Navier-Stokes 方程式を離散化し，解析対象となる流体を近似的に表現する従来の流体解析手

キーワード　Lattice Boltzmann Method (LBM)，slip 条件，室内騒音場
連絡先　〒903-0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地　E-mail：k128652@eve.u-ryukyu.ac.jp

法とは大きく異なる。仮想的な粒子の密度関数を定義し，その分布関数の発展方程式を解くことで流体の流れが表現される。すなわち，格子ボルツマン法は流体を構成する微視的かつ離散的な粒子の運動を密度関数を用いて表現することで，巨視的なかつ連続的な流体を表現する手法である。本研究では衝突モデルならびに速度モデルに格子 BGK モデル [16]と 2 次元 9 速度格子モデル（D2Q9）を用いた。Fig.1 に D2Q9 モデルの概念図を示す。

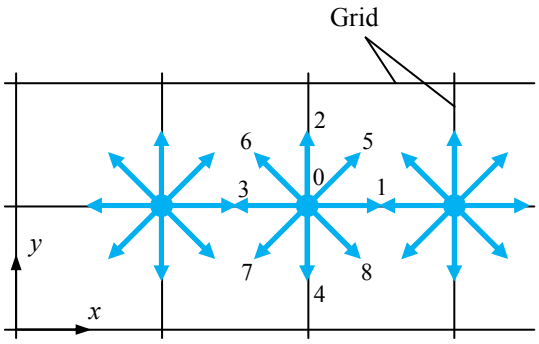



Fig.1 Illustration of D2Q9 model in LBM

## 2.1 格子ボルツマン方程式

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

$$f_i(\mathbf{x}+\mathbf{e}_i\Delta t, t+\Delta t) = f_i(\mathbf{x},t) - \frac{1}{\tau}\left\{f_i(\mathbf{x},t) - f_i^{eq}(\mathbf{x},t)\right\} \quad (i = 0, 1, \ldots\ldots, 8) \tag{1}$$

ただし，

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

$$w_i = \begin{cases} 4/9 & i = 0 \\ 1/9 & i = 1:4 \\ 1/36 & i = 5:8 \end{cases} \tag{2}$$

$$\mathbf{e}_0 = (0,\ 0)$$
$$\mathbf{e}_i = C\left(\cos\frac{\pi(i-1)}{2},\ \sin\frac{\pi(i-1)}{2}\right) \quad (i = 1:4) \tag{3}$$
$$\mathbf{e}_i = C\left(\cos\frac{\pi(2i-9)}{4},\ \sin\frac{\pi(2i-9)}{4}\right) \quad (i = 5:8)$$

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

$$C = h/\Delta t \tag{4}$$

また，密度，速度ならびに圧力は次式にて与えられる。

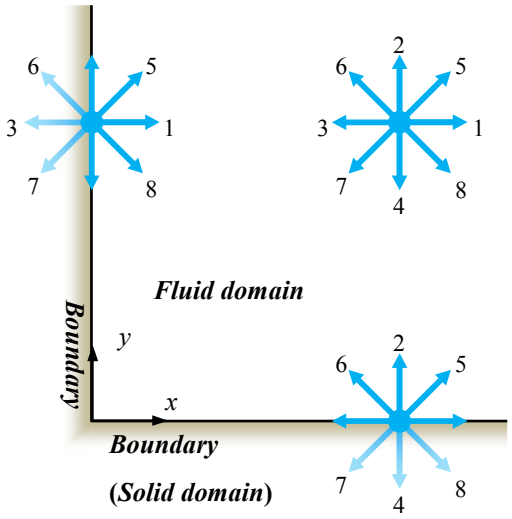



Fig.2 Illustration of fluid density distribution function on boundary

$$\rho(\mathbf{x},t) = \sum_{i=0}^{8} f_i(\mathbf{x},t), \quad \mathbf{u} = \frac{1}{\rho(\mathbf{x},t)}\sum_{i=1}^{8}\mathbf{e}_i f_i(\mathbf{x},t) \tag{5}$$
$$p(\mathbf{x},t) = c_s^2\rho(\mathbf{x},t)$$

ここで，$c_s$ は音速であり，等温変化する理想気体の場合，

$$c_s = C/\sqrt{3} \tag{6}$$

となる [16]。さらに，音速は単一時間緩和係数および動粘性係数 $\nu$ と以下の関係が成り立つ。

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

## 2.2 境界条件（slip boundary condition）

Fig.2 に境界の概念図を示す。解析対象となる流体中に壁面のような物体が存在する場合，その境界から流体方向へは式(1)は用いることは不可能である。そこで本研究では，流体と物体との境界条件として，slip 条件の一つである Mirror 条件[17]を用いた。Mirror 条件は，境界において粒子が鏡面反射する条件であり，密度関数を規定することで表現される。例えば，D2Q9 モデルにおいて，$y$=0（解析領域下部の底面）の境界上で，密度関数$f_2$，$f_5$，$f_6$は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} f_2(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_4(\mathbf{x},t) \\ f_5(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_8(\mathbf{x},t) \\ f_6(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_7(\mathbf{x},t) \end{aligned} \tag{8}$$

また，$x$=0（Fig.3 の左側の境界）の境界上で，密度関数$f_1$，$f_5$，$f_8$は，

$$\begin{aligned} f_1(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_3(\mathbf{x},t) \\ f_5(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_6(\mathbf{x},t) \\ f_8(\mathbf{x},t+\Delta t) &= f_7(\mathbf{x},t) \end{aligned} \tag{9}$$

となる。$x$=0，$y$=0 との反対側にある他の二つの境界においても同様にして求められる。本研究では，式(5)ならびに上記の境界条件を用いて室内騒音場の解析を行う。

## 3. 数値解析例

Fig.3 に解析モデルを示す。本解析では，解析領域内の中心で発破現象が生じ，それに伴い発生する音圧が壁面に生じる現象を仮定した。本例題における解析領域に関して，解析領域全体（$L_x \times L_y$）の格子点は 112×112 とし，格子サイズ $h$ を 1.0m ならびに時間増分値 $\Delta t$ を 1.0s とした。壁面の境界条件には Mirror 条件を用いた。また初期条件として，同図に示すように，解析領域中心における 8 点の格子点に初速度$|\mathbf{u}_0|$=100m/s を各矢印方向に

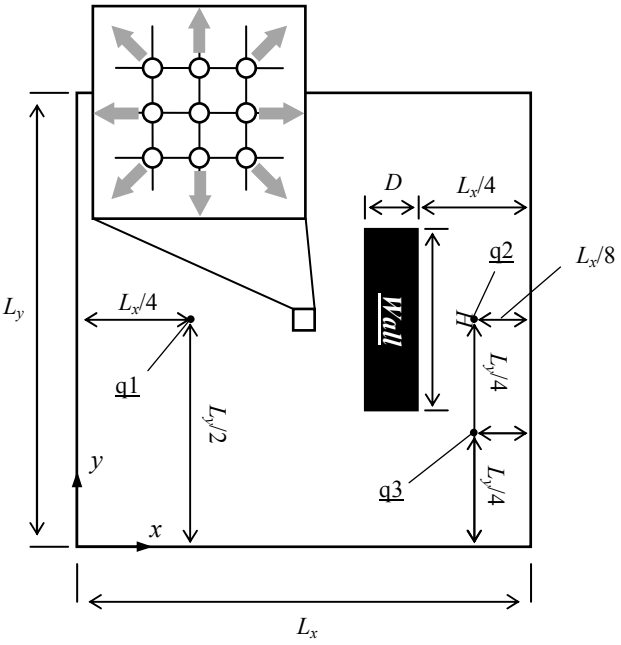


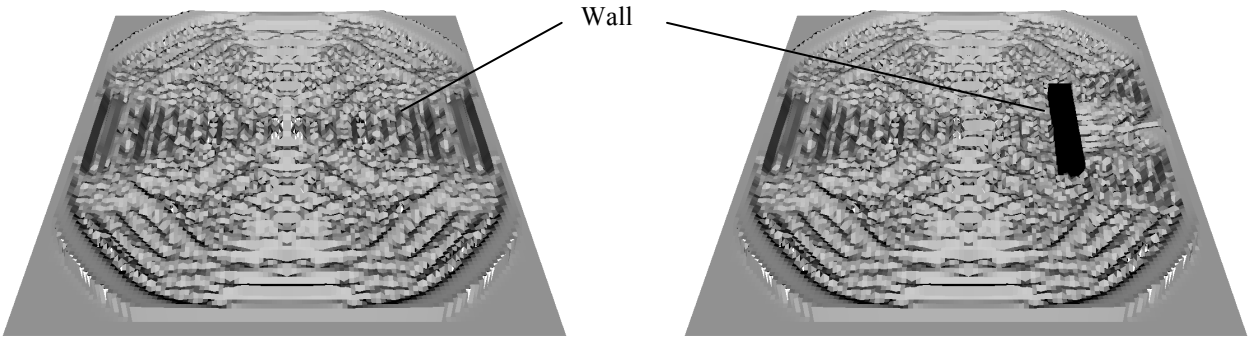

Fig.3 Analysis model for LBM

与えた。密度 $\rho$ ならびに動粘性係数 $\nu$ は，20° の気温を仮定し，$\rho$=1.21kg/m$^3$，$\nu$=14.9×10$^{-6}$m$^2$/s とした[18]。本例題においては， 3 点の観測点（Fig.3 参照，q1（$L_x$/4, $L_y$/2），q2（7$L_x$/8, $L_y$/2），q3（7$L_x$/8, $L_y$/4））を設け，各観測点における音圧レベル $L_p$（SPL：Sound Pressure Level）を用いて，壁面形状が音圧に与える影響を検証した。次式にて SPL を示す。

$$L_p = 10\log_{10}\left(p^2/p_0^2\right) = 20\log_{10}\left(p/p_0\right) \tag{10}$$

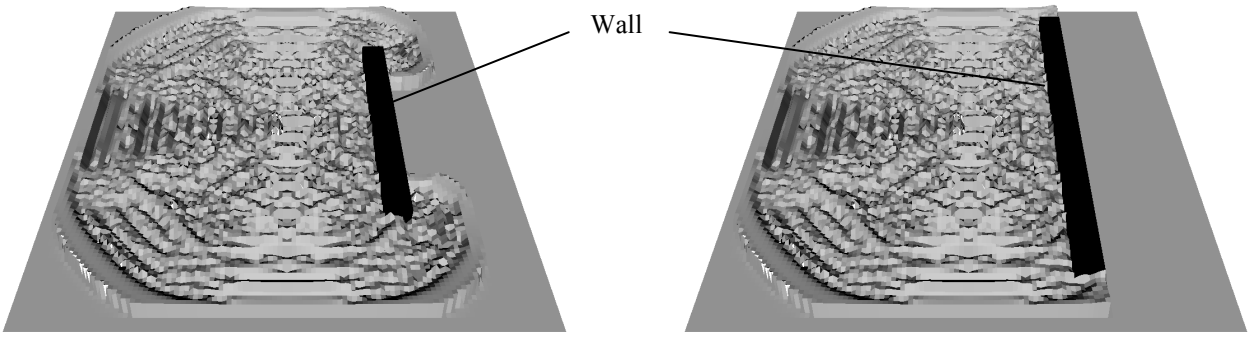
ここで $p$ は音圧，$p_0$ は基準値となる音圧であり，本研究では人間の最小可聴音圧である 20×10$^{-6}$Pa を用いた。

Fig.4，5 に音速ベクトルの波形形状ならびに音速ベクトル値を示す。両図ともに，各音速を初速度にて正規化した値に 5.0 を乗じ示している。Fig.4 より，防音壁の形状変化に伴い音速は波形が変化していることがわかる。同図（a）および（b）に示すように，壁面の縦横比 $r$（=$H$/$D$, Fig.3 参照）が小さい場合，音は壁面を回り込むように，壁面の後方に到達しているが，壁面の縦横比が大きくなるにつれ，音が壁面後方に到達しなくなっていることがわかる。すなわち，壁面の形状により，音を遮断していることが確認される。




(a) Case 1: $r$ =H/D = 0.0 (51 steps)

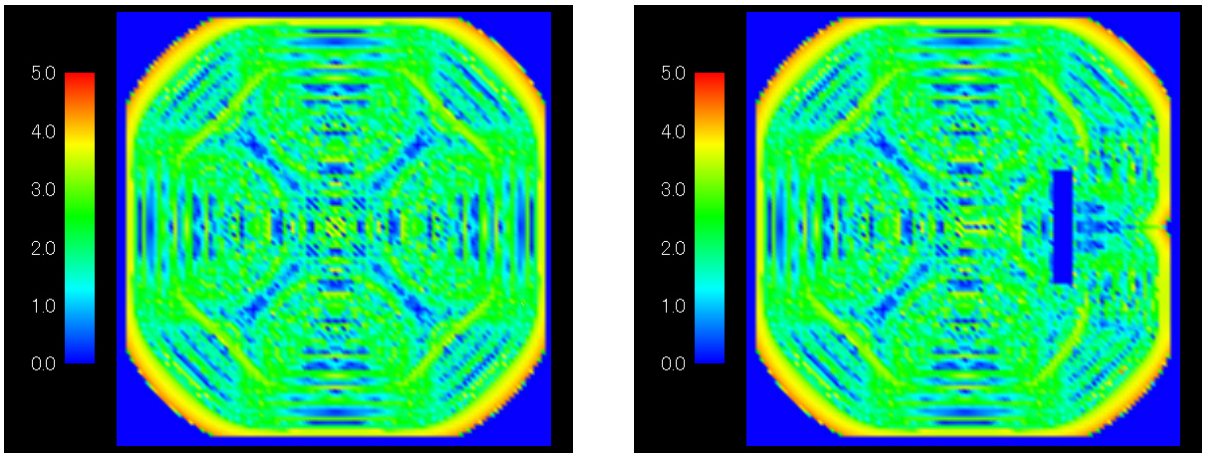
(b) Case 2: $r$ =H/D = 5.0 (51 steps)




(c) Case 3: $r$ =H/D = 10.0 (51 steps)

(d) Case 4: $r$ =H/D = 15.0 (51 steps)

Fig.4 Distribution of normalized velocity vector is shown as three dimensional surface plots (5.0x)




(a) Case 1: $r$ =H/D = 0.0 (51 steps)

(b) Case 2: $r$ =H/D = 5.0 (51 steps)

(c) Case 3: $r$ =H/D = 10.0 (51 steps)

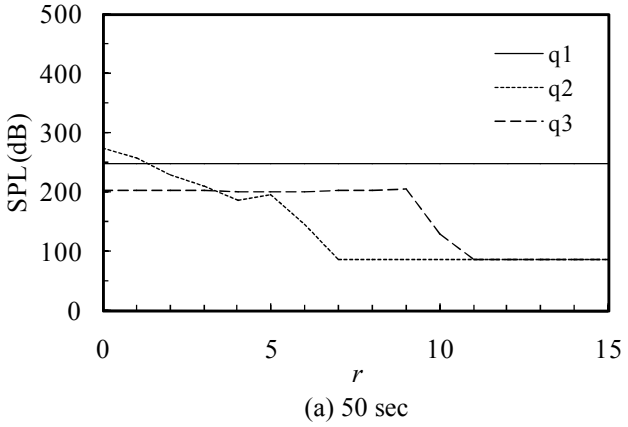
(d) Case 4: $r$ =H/D = 15.0 (51 steps)

Fig.5 Contour figures of normalized velocity vector (5.0x)

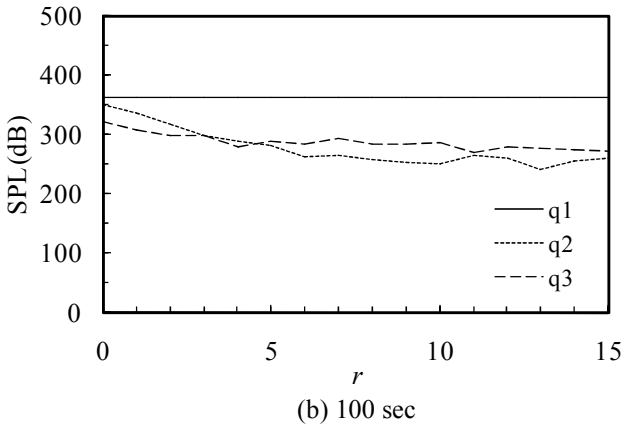
Fig.5 より，Fig.4 と同様に，壁面形状の変化に伴い，音速波形の変化が確認される。さらに，同図より，防音壁「なし」の場合（同図（a））と防音壁「あり」の場合（同図（b），（c），（d））では，解析領域右側付近における音場の様子が異なる結果を示している。また，音速ベクトルが最も高い値を示している箇所は音場の先端部であり，壁面により跳ね返った音も高い値を示していることが確認される。

Fig.6 に壁面形状と SPL の関係を示す。同図は水平軸に壁面の縦横比 $r$ (=$H$/$D$) を，鉛直軸に SPL を示している。本例題では，壁面の横の大きさ（$x$ 方向）を固定し，縦方向（$y$ 方向）の大きさを変更し音圧レベルの検証を行った。また同図は 50, 100, 150 秒後における各観測点の音圧レベルを計測し検証している。

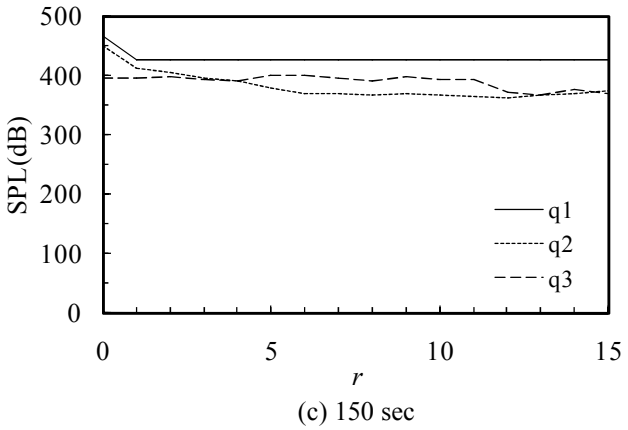
同図において，観測点 q1 は音圧を直接受ける地点であるため，どの壁面形状においても高い音圧レベルを示す結果となった。同図（a）において，観測点 q2 に関して，壁面の縦横比が 1.0 の場合，最も高い音圧レベルを呈し，そして壁面の縦横比が大きくなるにつれ，音圧レベルも低下する結果となった。また $r$=4.0 と $r$=5.0 を比較すると $r$=5.0 の方が高く，その後急激に音圧レベルが低下していることが確認される。これは同図（b）においても，$r$=11.0 付近で同様な挙動を示す結果となった。このことから壁面形状が小さい場合，音を直接受ける箇所（観測点 q1）よりも，壁面を回り込み到達する音圧の方が高いことを示し，さらに壁面形状が大きさによっては音圧レベルが高くになることが示唆された。また観測点 q3 に関しても，同図（b），（c）に示すように，観測点 q2 同様，音圧レベルは各壁面形状により異なり，波をうつような形状となったことから，壁面の形状の大きさは音圧レベルに影響を与えることがわかった。壁面形状を大きくした場合においても，音圧レベルが高くなることが本研究により確認された。すなわち，防音壁を設ける場合，観測位置により最適な防音壁形状があることが示唆される。



(a) 50 sec



(b) 100 sec



(c) 150 sec

Fig.6 Numerical results of SPL

## 4. 結語

本研究では，格子ボルツマン法（Lattice Boltzmann Method）を用いて，室内騒音場における防音壁が音場に与える影響について数値解析的検討を行った。結果として，本手法により，音場の可視化ならびに種々の音場解析の可能性が示唆された。しかしながら，本研究では解析例が少ないため，

今後は，本手法を用いて様々な音場解析を行い，防音壁が音場に与える影響ならびに音場特性の解明を行っていきたいと考える。

## 5. 参考文献


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

# Session 4：維持管理・防食関連

# 完成後 30 年経過したダムの放流管内の塗装について

○沖縄縄総合事務局　北部ダム統合管理事務所　安波ダム管理支所　川田　文彦
沖縄総合事務局　北部ダム統合管理事務所　電気通信課　仲村　喜広

## 1. はじめに

安波ダム管理支所で管理する安波ダム、普久川ダム、辺野喜ダム（以下、安波系３ダム）に設置された放流管は、運用開始から約３０年が経過している．安波系３ダムの放流管の点検・補修は、これまで副ゲートの下流部を中心に実施されてきたが、副ゲート上流部（以下、上流放流管）については、点検・補修時に仮設止水用ゲートの設置による大規模な仮設が必須となることから、ダム竣工以来実施されておらず、上流放流管の状態は、副ゲート下流区間の放流管点検結果から推測するしかなかった．本報告は、安波系３ダムにおいて竣工以来初めてとなる仮設止水用ゲート設置を国内初となる水中リフターを使用して実施した事例及び上流放流管の事前の腐食推測と実際に目視確認した状況を比較・検証した結果について報告する．

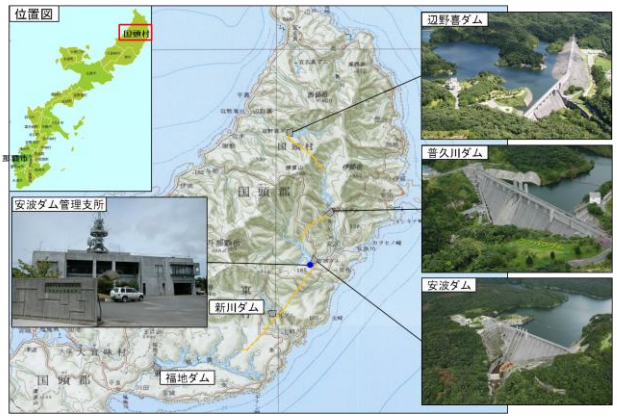



図-1　安波ダム管理支所及びダム所在地

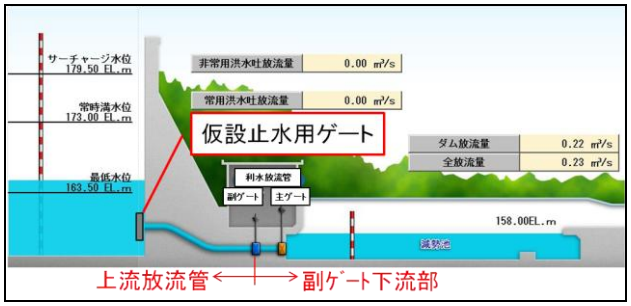



図-2　仮設止水用ゲートと放流管の区間模式図

## 2. 上流放流管の腐食劣化状況の推測

安波系３ダム放流管の諸元及び運用状況の確認を整理した結果、放流管の材質・塗装仕様及び通水状況が放流管上流から下流まで一様であることを確認した．このことから上流放流管については、副ゲート下流部と同じような腐食状況と推測し、実際の状況を工事施工の際に比較・検証することとした．

表-1　放流管諸元とゲートの使用状況（安波ダム）

| | 安波ダム非常用放流管 | | 安波ダム利水放流管 |
|---|---|---|---|
| 施工年 | 1981年3月（33年経過） | | 1981年3月（33年経過） |
| 口径 | Φ1900mm | | Φ1200mm |
| 使用材料 | SS400,SM400 | | SS400 |
| 塗装仕様 | 一次ﾌﾟﾗｲﾏｰ<br>ｼﾞﾝｸﾘｯﾁｴﾎﾟｷｼ樹脂ﾍﾟｲﾝﾄ　20μ<br>3層塗（中塗り×2、上塗り）<br>ﾀｰﾙｴﾎﾟｷｼ樹脂系塗料　各135μ<br>全層425μ | | 一次ﾌﾟﾗｲﾏｰ<br>ｼﾞﾝｸﾘｯﾁｴﾎﾟｷｼ樹脂ﾍﾟｲﾝﾄ　20μ<br>上塗り<br>ﾀｰﾙｴﾎﾟｷｼ樹脂系塗料　400μ<br>全層420μ |
| ｹﾞｰﾄ使用状況（H26実績） | 主ゲート | 常時全開 | 開度5cm～100cm |
| | 副ゲート | 常時全開 | 常時全開 |

## 3.　仮設止水用ゲートの設置と安全管理

### (1) 仮設止水用ゲートの設置における課題と対応

仮設止水用ゲートは、後方４方ゴム水密の鋼製スライドゲートで湖面堤体側にあるガイドレールに上方から吊り込み・スライド挿入し、放流管上流面に設置、その後放流管内の抜水を行うことで水圧により水密ゴムが密着し止水を行う構造となっている．

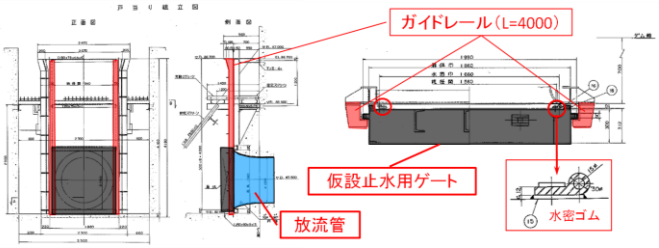



図-3　仮設止水用ゲート設置詳細図

安波ダム利水放流管及び辺野喜ダム利水放流管での仮設止水用ゲートの設置方法としては、堤体天端道路からラフタークレーンを使った直接吊り込みによる方法を採用した．一方、安波ダムの非常用放流管及び普久川ダムの利水放流管については、堤体天端橋梁（重量制限10t）区間下に放流管及びガイドレールが設置されており、橋梁部へのクレーン車両（車重20t）載荷による直接吊り込みができないため、湖面側からゲートを設置せざるを得ず、水中リフターを用いた設置方法を検討した．

### (2) 水中リフターについて

水中リフターは、高強度ナイロン素材のリフトバッグへ水中で空気を注入することで得る浮力を利用し、水中において重量物の移動や引揚げを可能とするものである．海外での使用実績は多く、アメリカ海軍での機雷回収作

キーワード　　ダム，放流管，水中リフター，補修塗装
連絡先　〒905-1504　国頭郡国頭村字安波川瀬原 1301-22　安波ダム管理支所　TEL0980-53-6221

業や2014年に転覆した韓国大型旅客船セウォル号沈没の際にも韓国軍で使用された実績がある．国内においても海洋での使用実績はあるものの、ダム仮設止水用ゲート設置では使用実績がなく、今回初めての事例として採用した．

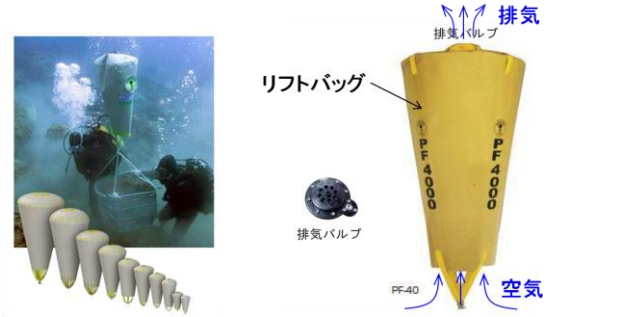



図-4　水中リフター

### (3)仮設止水用ゲートの設置と安全管理

水中リフターにより仮設止水用ゲートを浮上させ、放流管位置に移動させるためには、仮設止水用ゲートの重量と同程度の浮力（以下、中性浮力）を発生させる必要がある．当初の想定では、水中リフターで仮設止水用ゲートを中性浮力でバランスさせ、水中で排気バルブからエアーを抜くことで仮設止水用ゲートを所定の水深まで降下させていくことを想定した．しかし、仮設止水用ゲート降下時の水深変化による水圧の上昇でリフトバッグ内のエアーが圧縮されることにより体積収縮を起こし、浮力の低下が発生することや水中でリフトバッグ内のエアーを抜くことによる浮力低下により、仮設止水用ゲートの降下速度の不安定化（高速化）が予測された．また、リフトバッグが堤体接触等により破損した場合に最悪仮設止水用ゲートが湖底に落下する危険性が想定された．そのため安全性を考慮し、水中リフターとウインチを併用した設置方法に変更することとした．




写真-1　水中リフター・ウインチ配置状況

### (4) 仮設止水用ゲートの曳航と設置

仮設止水用ゲートを設置する場合仮設止水用ゲートを放流管呑み口真上に配置する必要があるが、安波ダム非常用放流管及び普久川ダム利水放流管は、堤体天端道路橋を使用した配置ができないため、湖面に作業台船を搬入し、仮設止水用ゲートを曳航する方法を採用した．曳航に先立ち堤体道路右岸側に設置したラフタークレーンにて作業台船及び資機材等を湖面に搬入したあと、ラフタークレーンにて仮設止水用ゲートを湖面へ吊り下ろし、水中リフター及びウインチを使って台船に固定、所定の放流管呑み口位置まで曳航した．




写真-2　仮設止水用ゲートの曳航状況

水中リフターによる仮設止水用ゲートの設置にあたっては、堤体への接触によるリフトバッグの破損防止やガイドレールへの仮設止水用ゲートの確実な誘導を行うため、潜水士３名１グループとなり、作業台船のウインチ操作者と有線ケーブル通話により連絡を取りながら作業を実施した．また潜水作業の安全管理として、安波ダム非常用放流管での仮設止水用ゲート設置作業では、最大水深４６ｍ下での潜水作業となることから潜水人員の確保及び潜水時間と浮上減圧時間を管理し、作業員の安全性を確保した．

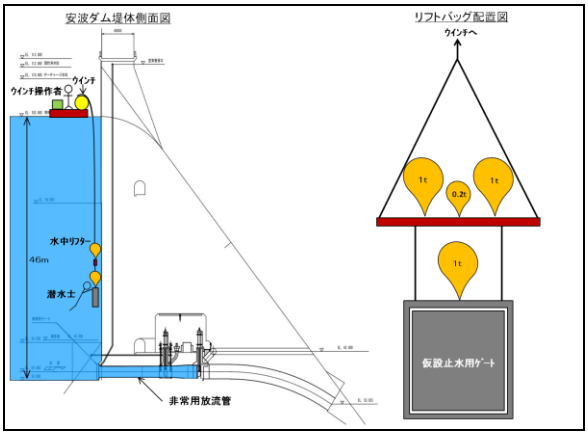



図-5　水中リフター模式図（安波ダム非常用放流管）

表-2　潜水時間管理表

| 潜水時間管理表 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 潜水深度(m) | 潜水時間(分) | 浮上減圧時間(分) | | | | 体内ガス係数 | 業務開ガス圧減少時間(分) | 業務終了後ガス圧減少時間(分) | 1日についての潜水時間(分) |
| | | 12m | 9m | 6m | 3m | | | | |
| 45を超え50m以下 | 8分以下 | | | | 2 | 1.3 | 60 | 30 | 85 |
| | 8～12分 | | | | 8 | 1.4 | 60 | 30 | |
| | 12～16分 | | | | 16 | 1.5 | 60 | 30 | |
| | 16～20分 | | | | 28 | 1.6 | 60 | 30 | |
| | 20～26分 | | | 16 | 1.8 | 1.7 | 90 | 45 | |
| | 26～33分 | | | 27 | 28 | 1.7 | 90 | 45 | |
| | 33～43分 | | 18 | 27 | 31 | 2.0 | 120 | 45 | |
| | 43～60分 | 13 | 23 | 27 | 68 | 2.0 | 150 | 60 | |
| | 60～80分 | 19 | 22 | 45 | 85 | 2.0 | 150 | 60 | |

## 4. 施工中の放流確保

放流管が２系統ある安波ダムについては、工事期間中非常用放流管を使用し、河川維持放流等を供給可能であるが、他の２ダムについては、貯水池からの放流管が１系統しかないため、河川維持流量や取水流量を確保する代替放流措置が必要であった．普久川ダムの河川維持放流量については、湖面側から利水放流管に繋がる充水管を活用し、堤体監査廊内に仮設配管を行い、堤体漏水排水路を経由して減勢池に水を供給することで河川維持流量を確保することとした．辺野喜ダムにおいては、国頭村簡易水道の約６割が辺野喜ダムから取水されており、村内の重要な水源となっているが、辺野喜ダムでの簡易水道取水停止は、貯水タンクの余裕がないことから、１時間程度しか許容されない状況であった．そのため取水を止めないよう、取水箇所付近に堰板を設置することで仮設的に水槽を作り、そこへ貯水池からポンプアップした水を供給することで対応することとした．

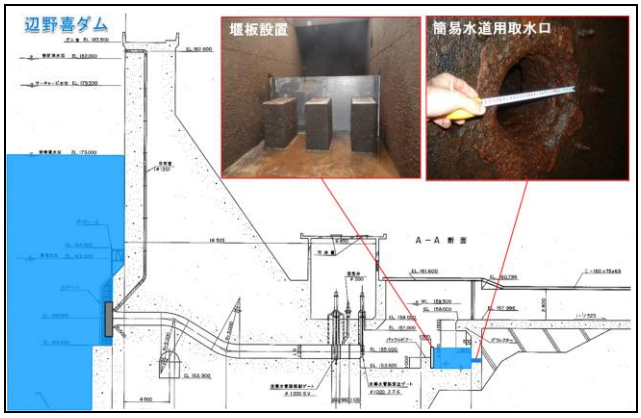



図-6　辺野喜ダム取水位置及び仮設方法

## 5. 放流管の腐食状況及び補修塗装

### (1) 安波ダム非常用放流管の腐食状況

安波ダム非常用放流管の腐食状況として、放流管呑み口部から主ゲートまでの18.5m区間において104箇所（上流放流管33個、副ゲート下流部71個）平均5.6個/mの腐食が確認された．腐食が顕著な箇所として、副ゲート直下・主ゲートの直上流及び主ゲートシールリング部で目立つ腐食が確認された．特に腐食の大きい主ゲートシールリング部は、扉体との水密部になり、材質がステンレス製（SUS304）であるが、シールリングと隣接するコニカルノズルは、炭素鋼鍛鋼品（SF45）であり、異種金属接触となっていることから、腐食が進行したものと考えられる．また、異種金属接触による腐食を除いた上流放流管と副ゲート下流での腐食比較では、平均的な腐食深さ・面積において概ね同様の傾向、単位腐食個数については、上流放流管に比べ副ゲート下流部の数が多い．

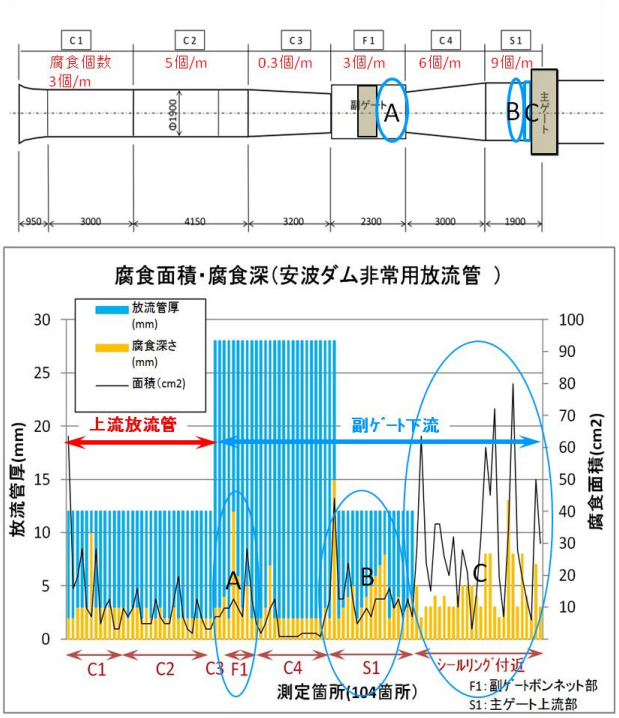



図-7　安波ダム非常用放流管腐食図

表-3　安波ダム非常用放流管上下流腐食比較

| | 項　目 | 上流放流管 | 副ｹﾞｰﾄ下流部 |
|---|---|---|---|
| 安波ダム 非常用放流管 | 腐食個数(個) | 33 | 43 |
| | 平均腐食深さ(mm) | 2.7 | 4.0 |
| | 平均腐食面積(cm2) | 11.2 | 9.0 |
| | 単位腐食個数(個/m) | 2.7 | 7.1 |

※異種金属接触部の腐食は含まない

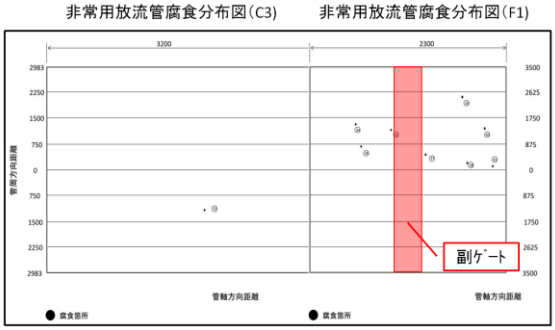



図-8　安波ダム非常用放流管腐食分布図（C3～F1）

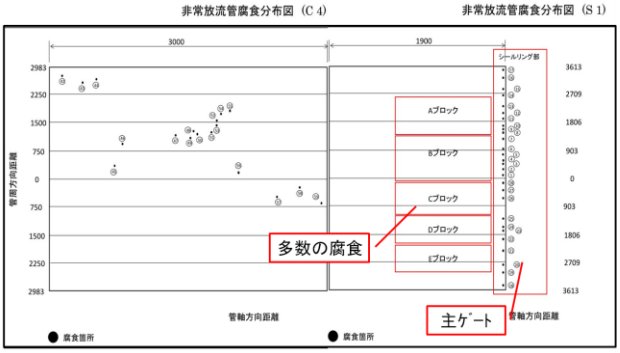



図-9　安波ダム非常用放流管腐食分布図（C4～S1）

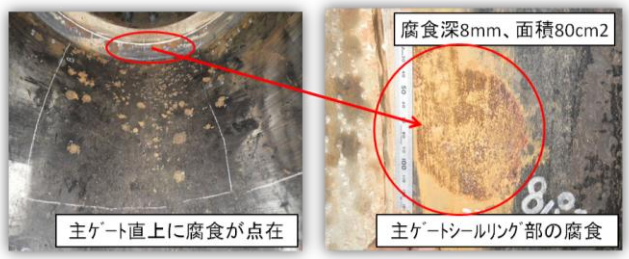



**写真-3**　主ゲート付近の腐食状況写真(安波ダム非常用放流管)

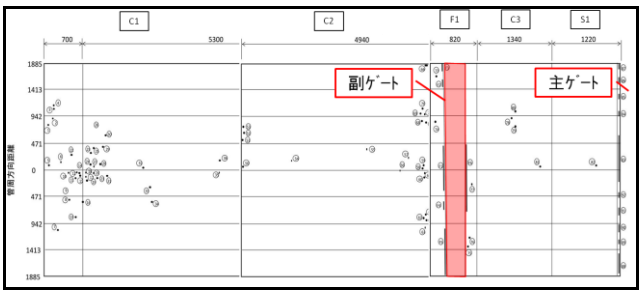



**図-11**　安波ダム利水放流管腐食分布図(C1～S1)

### (2) 安波ダム利水放流管の腐食状況

安波ダム利水放流管の腐食状況として、最上流部から主ゲート付近までの14.3m区間において98箇所（上流放流管79個、副ゲート下流部19個）平均6.9個/mの腐食が確認された．特に腐食が顕著な箇所として、ベルマウス下流部・副ゲート上流部・副ゲートシート部及び主ゲートシールリング部で目立つ腐食が確認された．利水放流管の副ゲートシート部の構造として水密部に青銅鋳鉄製（BC材）、隣接する部材に一般構造用鋼材（SS40）が使用され、非常用放流管と同様に異種金属接触による腐食の進行が発生したと考えられる．また、異種金属接触による腐食を除いた上流放流管と副ゲート下流での腐食比較では、平均的な腐食深さ・面積において概ね同様の傾向であるが、単位腐食個数については、上流放流管での数が多い．

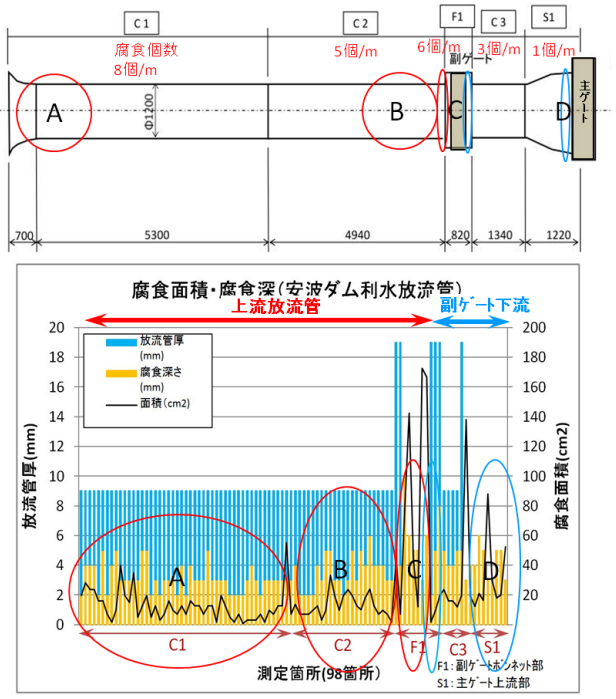



**図-10**　安波ダム利水放流管腐食図

**表-4**　安波ダム利水放流管上下流腐食比較

| | 項　目 | 上流放流管 | 副ｹﾞｰﾄ下流部 |
|---|---|---|---|
| 安波ダム<br>利水放流管 | 腐食個数(個) | 74 | 8 |
| | 平均腐食深さ(mm) | 3.2 | 4.8 |
| | 平均腐食面積(cm2) | 13.0 | 14.8 |
| | 単位腐食個数(個/m) | 6.7 | 2.9 |

※異種金属接触部の腐食は含まない

### (3) 普久川ダム利水放流管の腐食状況

普久川ダム利水放流管の腐食として、最上流部から主ゲート付近までの32.8m区間において333箇所（上流放流管191個、副ゲート下流部142個）平均10.2個/mの腐食が確認された．特に腐食が顕著な箇所としてベルマウス下流部、副ゲートシート部、主ゲート直上流部及び主ゲートシールリング部で目立つ腐食が確認された．副ゲートシート部では、安波ダム利水放流管同様に異種金属接触による腐食進行が見られるほか、副ゲート上流の5.25m区間（C3）及び主ゲート上流の6.05m区間（C4）において17～22個/mという多数の腐食が確認された．また、異種金属接触による腐食を除いた上流放流管と副ゲート下流での腐食比較では、平均的な腐食深さ・面積において概ね同様の傾向であるが、単位腐食個数については、副ゲート下流部での数が多い．

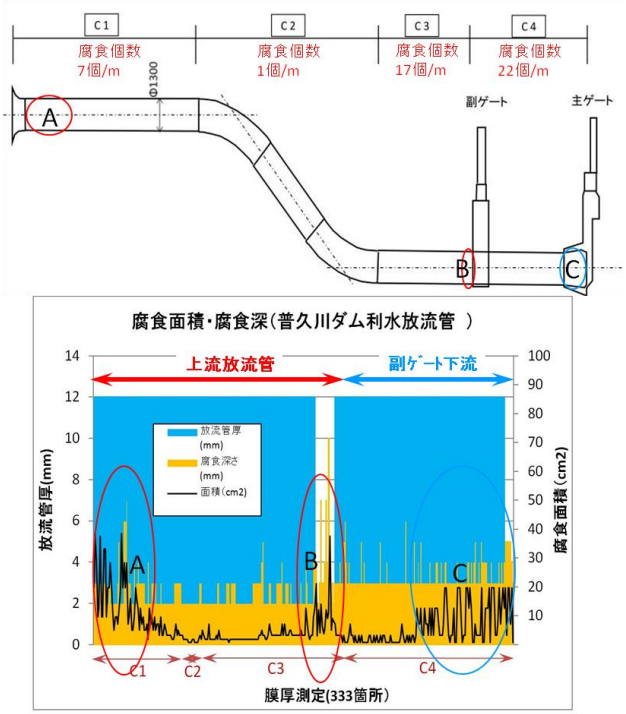



**図-12**　普久川ダム利水放流管腐食図

**表-5**　普久川ダム利水放流管上下流腐食比較

| | 項　目 | 上流放流管 | 副ｹﾞｰﾄ下流部 |
|---|---|---|---|
| 普久川ダム<br>利水放流管 | 腐食個数(個) | 176 | 135 |
| | 平均腐食深さ(mm) | 2.6 | 3.3 |
| | 平均腐食面積(cm2) | 6.4 | 5.8 |
| | 単位腐食個数(個/m) | 6.6 | 22.3 |

※異種金属接触部の腐食は含まない

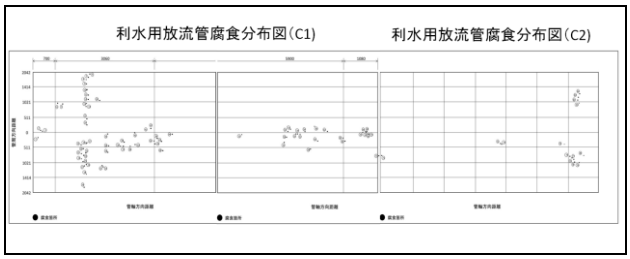



図-13　普久川ダム利水放流管腐食分布図（C1～C2）

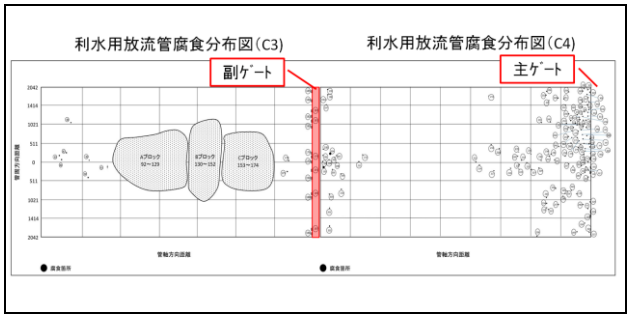



図-14　普久川ダム利水放流管腐食分布図（C3～C4）

### (4) 辺野喜ダム利水放流管の腐食状況

辺野喜ダム利水放流管の腐食として、最上流部から主ゲート付近までの24.5m区間において272箇所（上流放流管221個、副ゲート下流部51個）平均11.1個/mの腐食が確認された．特に腐食が顕著な箇所としてベルマウス

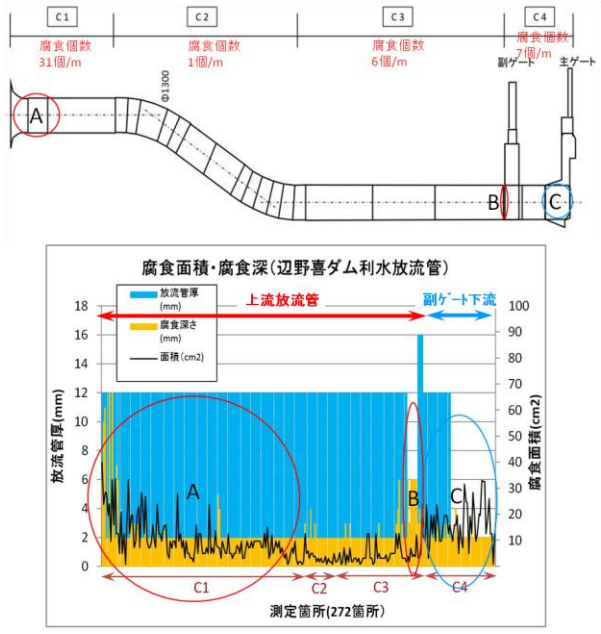



図-15　辺野喜ダム利水放流管腐食図

下流部、副ゲートシート部、主ゲート直上流部及び主ゲートシールリング部で目立つ腐食が確認された．副ゲートシート部では、安波・普久川利水放流管同様に異種金属接触による腐食進行が見られるほか、ベルマウス下流の4.62m区間（C1）においては、31個/mという多数の腐食が確認され、中には管厚12mmに近い深い腐食が数個確認された．また、異種金属接触による腐食を除いた上流放流管と副ゲート下流での腐食比較では、平均的な腐食深さ・単位腐食個数において概ね同様の傾向であるが、平均的な腐食面積については、副ゲート下流部での面積が大きい．

表-6　辺野喜利水放流管上下流腐食比較

| | 項　目 | 上流放流管 | 副ｹﾞｰﾄ下流部 |
|---|---|---|---|
| 辺野喜ダム利水放流管 | 腐食個数(個) | 214 | 20 |
| | 平均腐食深さ(mm) | 2.4 | 2.4 |
| | 平均腐食面積(cm2) | 8.0 | 14.9 |
| | 単位腐食個数(個/m) | 9.4 | 6.9 |

※異種金属接触部の腐食は含まない

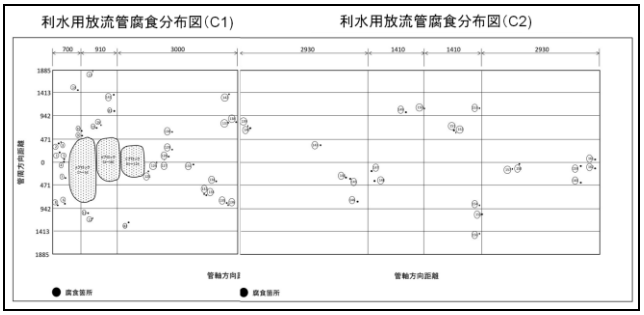



図-16　辺野喜ダム利水放流管腐食分布図（C1～C2）

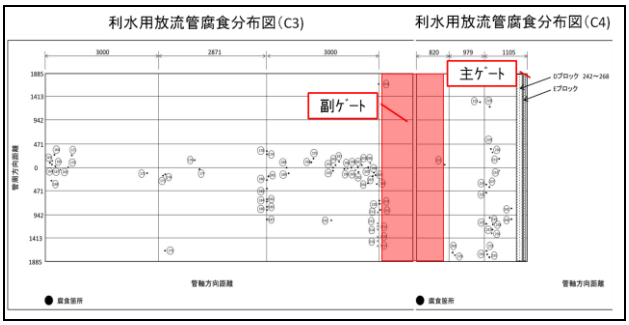



図-17　辺野喜ダム利水放流管腐食分布図（C3～C4）

### (5) 上流放流管と副ゲート下流部の腐食比較まとめ

安波系3ダムでの腐食の特徴として、主・副ゲート付近において異種金属接触箇所が腐食進行の一番の原因となっており、注意が必要である．また、異種金属接触部を除いた管路部分の上下流部腐食比較については、ベルマウス下流部やゲート上流部に腐食が集中し、一部で深い腐食が進行している部分があったものの、全体的な比較として概ね同様な傾向があることから、補修時期については、上下流部で同様と考えて良いと判断される．

### (6) 補修塗装

腐食箇所の補修施工としては、管胴部分への溶接による肉盛溶接補修と水密部を有するゲート扉体付近への金属パテ補修を使い分けて施工を行った．塗装にあたっては、機械工事塗装要領（案）に基づき、温度・湿度管理を行うと共に、閉所部での塗装に際し、安全管理として換気対策・防爆対策を実施し、所定の塗装仕様での塗装及び膜厚管理を行った．

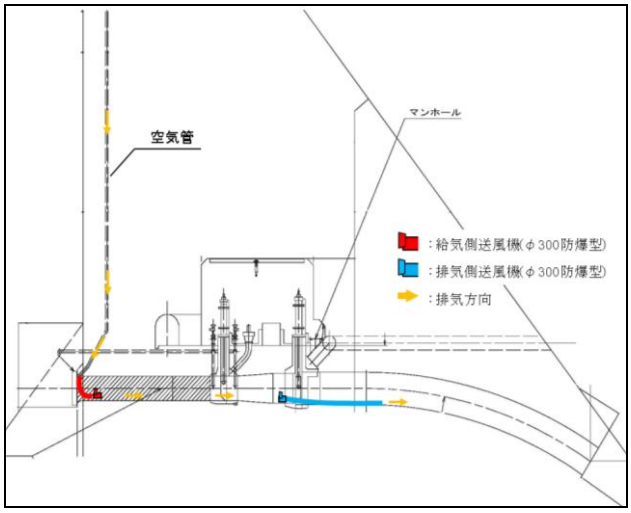



**図-18**　放流管内の換気系統図(安波ダム非常用放流管)



**写真-4**　放流管内の換気状況（防爆仕様機器）

**表-7**　放流管塗装仕様一覧

| 塗装箇所 | 素地調整 | 工程 | 塗料名 | 標準膜厚（μm） |
|---|---|---|---|---|
| 安波ダム<br>非常用放流管<br>利水放流管<br>普久川ダム<br>利水放流管<br>辺野喜ダム<br>利水放流管 | 3種ケレン | 第1層目 | 有機ジンクリッチペイント | 75 |
| | | 第2層目 | タールフリー変成エポキシ樹脂塗料 | 150 |
| | | 第3層目 | タールフリー変成エポキシ樹脂塗料 | 150 |

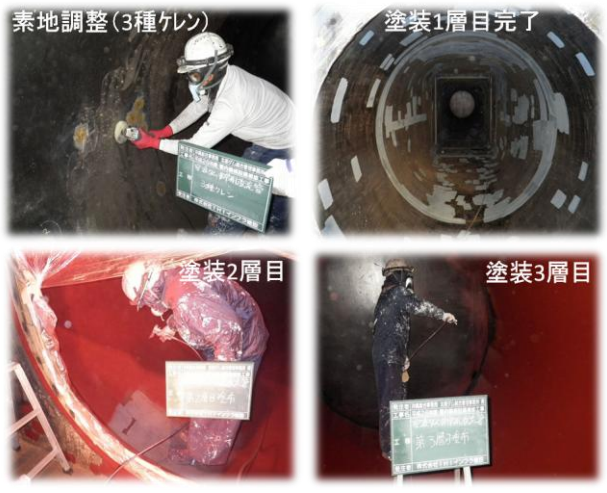



**写真-5**　放流管内の塗装状況(安波ダム非常用放流管)

## 6. まとめ

今回、全国初となる水中リフターを使用した水深50m下での仮設止水用ゲート設置を含む施工を無事に完了できたことから、今後、同条件にあるダムにおいて本施工事例が活用できると考えられる．水中リフターの活用課題としては、クレーンによる直接吊り下ろしに比べて高価であることから今後のコスト低減に期待したい．放流管の腐食については、異種金属接触部の腐食進行が問題であるため、今後点検にて注視していく必要がある．また、上流放流管と副ゲート下流部の腐食比較では、概ね同様な腐食状況であることから、上下流部を通して同時期での補修計画を検討していく．これについては、北部ダム統合管理事務所で管理する他のダムについても適用可能か検証していきたい．その他の課題として、今回の事例で放流管腐食に関する一つのデータ取得ができたが、経年的な腐食に関するデータ蓄積が少ないため、今後は点検結果からのデータ蓄積を図っていくこと、上下流部での検証結果のモニタリングを行う上で場合によっては、長期周期での上流放流管点検の必要性についても検討していく必要があると考える．

# 沖縄地区鋼橋塗装マニュアルについて

沖縄総合事務局　○南部国道事務所　當山全浩
一般社団法人　沖縄しまたて協会　玉城喜章

## １．はじめに

沖縄県内の鋼橋の防食対策は、平成９年度までは日本道路協会から刊行されている「鋼道路橋塗装便覧」[1)2)3)]（以下「全国版塗装便覧」という。）により行われてきた。しかしながら、沖縄地区は、四方を海に囲まれた島嶼地域で飛来塩分量が多く、また亜熱帯地域に属し、高温多湿のため鋼材にとっては非常に厳しい腐食環境下にある。そのため、全国版塗装便覧を踏襲しつつ、より防食機能を高める目的で平成１０年３月に「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル」[4)5)]（以下「沖縄版塗装マニュアル」という。）を刊行した。その後、平成２０年８月に改訂され、現在、全国版塗装便覧仕様の塗装と沖縄版塗装マニュアル仕様の塗装の試験体の暴露試験によるモニタリング、沖縄版塗装マニュアルで施工した実橋の追跡調査による沖縄版塗装マニュアルの有効性の確認、腐食しやすいボルト部の腐食対策、塗装の白亜化対策等について「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル検討委員会」（委員長　琉球大学　名誉教授　矢吹哲哉）で検討を行っているところである。今回、沖縄版塗装マニュアルと現在の検討内容について紹介する。

## ２．沖縄版塗装マニュアルの内容

### （１）　沖縄の気象環境

沖縄の気象環境を本土の主な都道府県と比較する（図－１）。年間の平均気温、湿度、風速とも１位である。これは、鋼材にとって非常に厳しい環境を裏付けている。

鋼材の腐食反応は、湿度が高く気温が高いほど活発となり腐食速度が大きくなる特性がある。

↓

沖縄は、湿度が高く気温が高いため鋼材にとっては厳しい環境下である。また、風速が強いことで、飛来塩分の輸送量に大きく影響を与える。

さらに、沖縄は島しょ県で、内陸部から海岸までの距離が本土と比較して近いため、飛来塩分量が多い。また、台風も多いため非常に厳しい環境である。

主な県庁所在地の気象データ

| 地点 | 県庁所在地 | 降水量（mm） | 平均気温（℃） | 湿度（%） | 風速（m/s） |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 那覇 | 2,041 | 23.1 | 74 | 5.3 |
| 2 | 福岡 | 1,612 | 17.0 | 68 | 2.9 |
| 3 | 高知 | 2,548 | 17.0 | 68 | 1.8 |
| 4 | 高松 | 1,082 | 16.3 | 68 | 2.5 |
| 5 | 広島 | 1,538 | 16.3 | 68 | 3.8 |
| 6 | 鳥取 | 1,914 | 14.9 | 74 | 3.1 |
| 7 | 大阪 | 1,279 | 16.9 | 64 | 2.6 |
| 8 | 京都 | 1,491 | 15.9 | 66 | 1.7 |
| 9 | 金沢 | 2,399 | 14.6 | 72 | 4.0 |
| 10 | 静岡 | 2,325 | 16.5 | 68 | 2.2 |
| 11 | 長野 | 933 | 11.9 | 72 | 2.5 |
| 12 | 東京 | 1,529 | 16.3 | 62 | 3.3 |
| 13 | 新潟 | 1,821 | 13.9 | 71 | 3.3 |
| 14 | 仙台 | 1,254 | 12.4 | 71 | 3.3 |
| 15 | 札幌 | 1,107 | 8.9 | 69 | 3.7 |

気象庁データ　1981～2010　30年間の平均

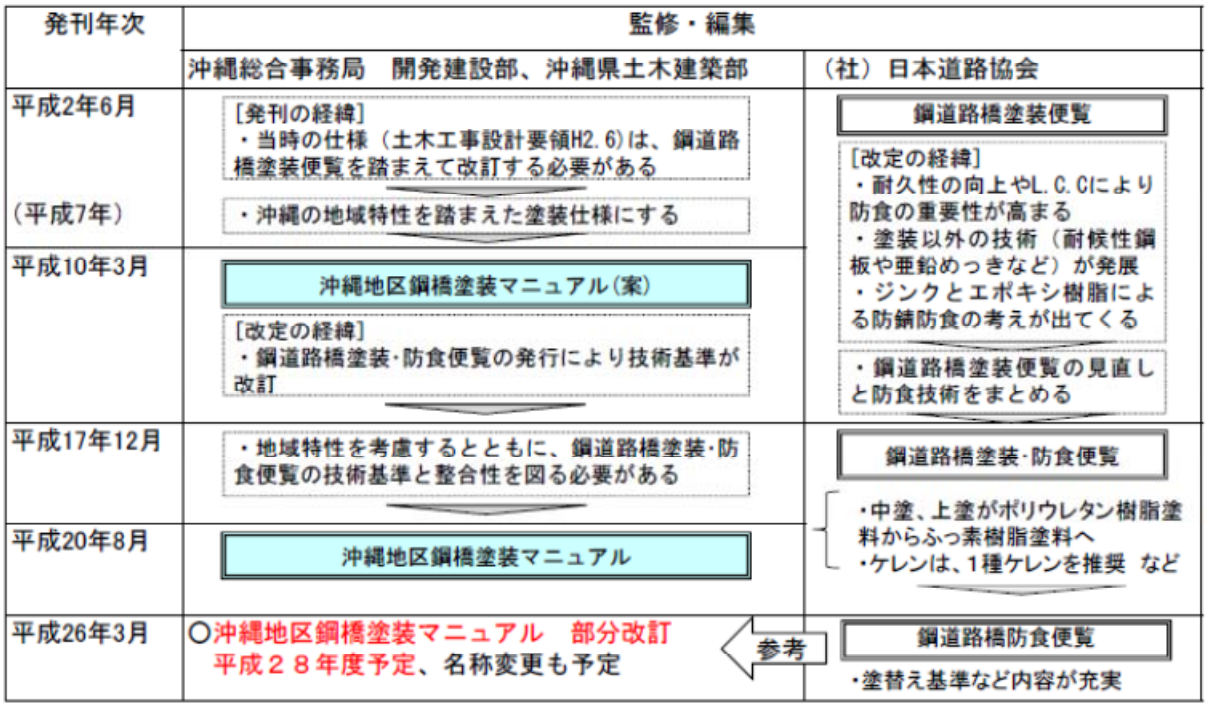
※表中で黄色が1位、緑色が最下位

図－１沖縄と主な都道府県の気象データ

キーワード　防食　鋼橋塗装
連絡先　〒900-0001　那覇市港町 2-8-14　南部国道事務所　TEL098-861-2336

### （2） 沖縄版塗装マニュアルの改訂経緯

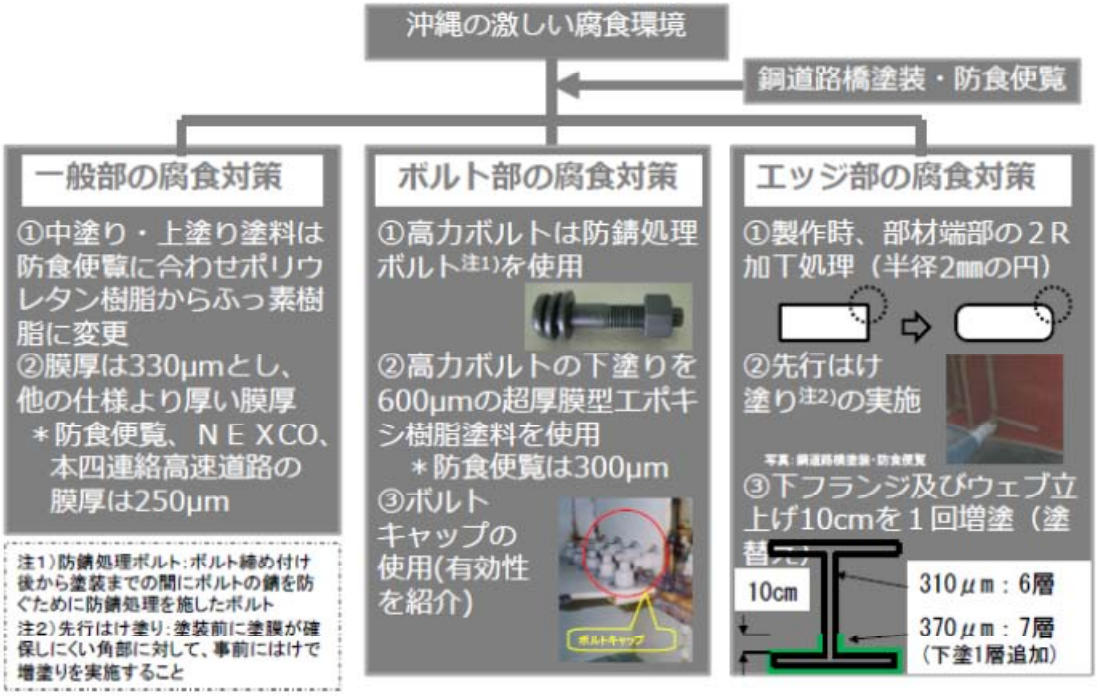
沖縄版塗装マニュアルの改訂経緯を図－２に示す。




図－２沖縄版塗装マニュアルの改訂経緯

### （3） 沖縄版塗装マニュアルの特徴

沖縄版塗装マニュアルと全国版塗装便覧の大きな違いは、塗装膜厚である。一般部における塗装膜厚は全国版塗装便覧が 250μm に対して沖縄版塗装マニュアルは下塗りが１層多く 330μm である。これは、膜厚が厚ければ耐久性が向上するとの考え方に基づいている。主な特徴を図－３に示す。




図－３沖縄版塗装マニュアルの特徴

## ３．沖縄地区鋼橋塗装マニュアル検討委員会での取り組み内容

### （１） 試験体による暴露試験の実施

平成２２年６月より、全国版塗装便覧と沖縄版塗装マニュアルの耐久性を確認するため、国道 58 号新牧港橋近くのヤードにおいて試験体の暴露試験を行っている（図－４）。まだ５年程度であるが、現時点において大きな違いは確認できていない状況である。引き続き継続調査を行っていく。




図－４　新牧港橋近くでの試験体による暴露試験

### （２） 実橋の塗装劣化の検証

実橋の５橋について、地域性や部位の違いによる塗装劣化評価（塗装寿命、塗替寿命）の追跡調査を行っている（表－１）。

表－１ 実橋･追跡調査一覧

| 梁橋名 | 橋長（m） | 架設年 | 梁橋形式 | 塗装区分 | 調査内容 |
|---|---|---|---|---|---|
| 中山１号橋 | 62 | 2009 | 単純鈑桁橋 | 新設塗装 | 目視、光沢度、色差、白亜化、基盤目付着試験、膜厚測定、付着塩分 |
| なかすき大橋 | 560 | 2008 | 5 径間連続ローゼ橋＋5 径間箱桁橋 | 新設塗装 | |
| 真比湊橋 | 83 | 1987 | 3 径間連続鈑桁橋 | 塗替塗装 | |
| 名護城大橋 | 214 | 2000 | 2 径間連続鈑桁橋＋ニールセンローゼ橋 | 新設塗装 | |
| 大平インター陸橋 | 45 | 1971 | 単純鈑桁橋 | 塗替塗装 | |

### （３）水洗技術の検討

洗浄方法、洗浄頻度による違いを調査し、洗浄技術について取りまとめた。

## ４．今後の検討課題

### （１）ボルト部の腐食対策

ボルト部は、一般部の塗装に比べて早期に腐食する（写真－１、２）。その原因として、①一般部で塗装する防食下地の「無機ジンクリッチチペイント」が塗装できない②現場塗装となる③角部が多く膜厚が均等に確保しにくい④ごみや水分がたまりやすいこと等が考えられる。そのため、沖縄では平成 10 年度より防錆処理ボルトを使用しているが、架設後から現場塗装までの期間のさび発生防止を目的としており、防食下地のような犠牲防食効果はない。



写真－１　モノレール桁のボルト部腐食状況



写真－２　道路橋主桁ボルト部の腐食状況

対策としては、①溶融亜鉛めっき高力ボルトの使用②新技術「コールドスプレー工法（ＣＳ工法)」を検討している。

① 高力ボルトについて

・道路橋示方書[6]において、Ｆ８Ｔ、Ｆ１０Ｔが規定されている。しかしながら、溶融亜鉛めっき高力ボルトについては、Ｆ１０Ｔの使用が土木分野においては、まだ認められてなく、現時点においては、Ｆ８Ｔのみが使用できる。沖縄都市モノレールの延伸区間においては、防錆対策として溶融亜鉛めっき高力ボルトＦ８Ｔの使用を決めている。

・ボルト部の塗装については、「沖縄版塗装マニュアル」では新設塗装の場合、下塗りを２層（300μm×2）行っているが、試験結果よりエッジ部では、確保できないこと、超厚膜厚のための不具合（たるみ、たれ）があることにより、下塗り１層に変更することにしている。

② コールドスプレー工法（ＣＳ工法）

・コールドスプレー工法とは、金属粉末を融点より低温、超音速で衝突させ、圧着させ防食被膜層を生成する技術である。

・新牧港橋において、試験施工を行っている（平成 27 年 12 月）（写真－３、４、図－５）。今後追跡調査を行っていく。

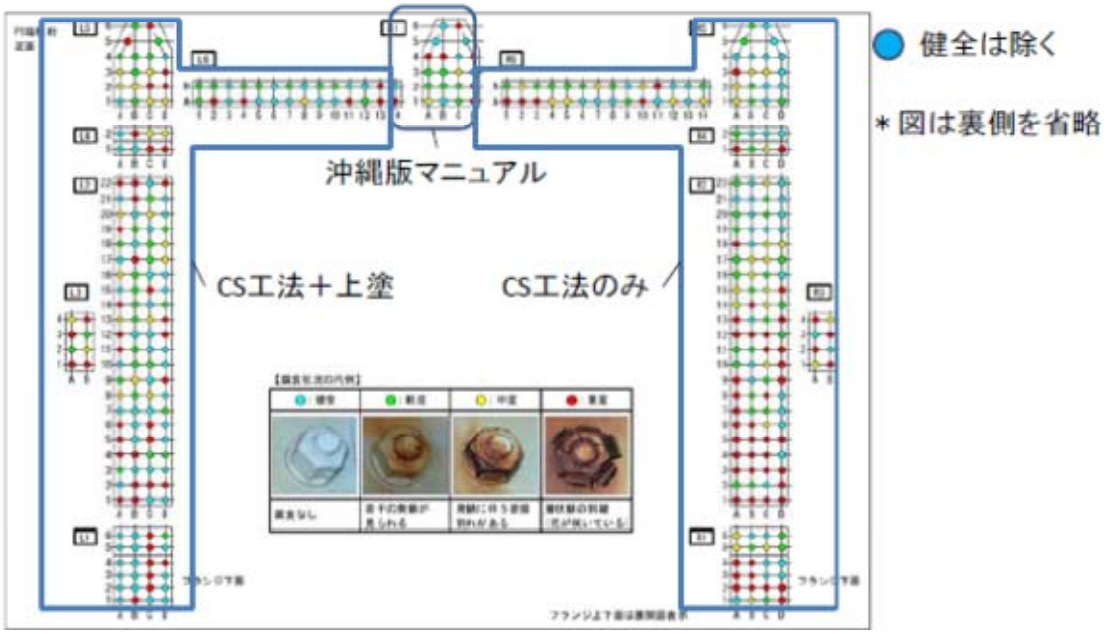



写真－３　ＣＳ施工状況




写真－４　ＣＳ工法施工機器

| 項目 | ボルトの状態 | 数量【本】 | 備考 |
|---|---|---|---|
| 塗替工 | 腐食 | 約120 | CS工法（防食下地）＋上塗のみ |
| | 腐食 | 約125 | CS工法（防食下地）のみ |
| | 腐食 | 20 | 沖縄版マニュアル（比較用） |



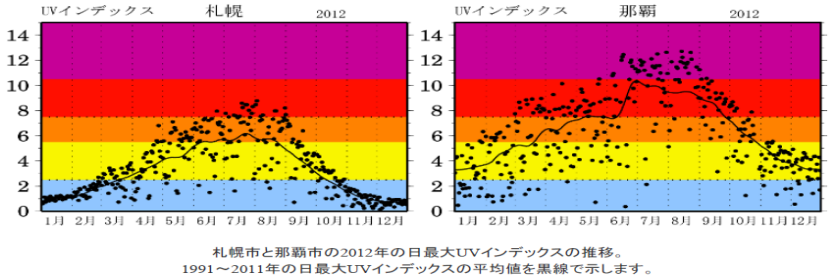

図－５　新牧港橋試験塗装

## （２）白亜化（チョーキング）対策

白亜化とは、塗膜の成分の一つ又はそれ以上が劣化して膜の表面に微粉が緩く付着したような外観になる現象である。沖縄では、紫外線が強く（図－６）、その影響も大きいと考えられる（写真－５）。写真－５は、沖縄都市モノレールの写真である。建設後 13 年



写真－５　沖縄都市モノレール桁の白亜化現象




図－６　沖縄と札幌の紫外線の比較

程度になるが、白亜化が生じており、上塗り（ふっ素）、中塗り（ふっ素）が劣化し下塗り（エポキシ）が露出している。

沖縄都市モノレールは、ふっ素塗装を早めに取り入れているが、ボルト部の錆に加え、白亜化も生じているため補修時期にきている。このため白亜化対策を講じる必要がある。白系のふっ素塗装は、それに含まれる酸化チタンと紫外線が反応し白亜化が生じるともいわれている。

白亜化対策として、①本州四国連絡高速道㈱規格である「高耐久性ふっ素樹脂塗装上塗（暫定）」の適用②無機系塗装の使用③色の変更（白系から濃い色へ）を検討している。

① 本州四国連絡高速道㈱規格である「高耐久性ふっ素樹脂塗装上塗（暫定）」について

屋外暴露耐久性において「塗膜に膨れ・はがれ・われがなく、光沢保持率は、（財）日本ウエザリングテストセンター宮古島試験場での光沢保持率が、暴露期間 3 年で 50%以上および色の変化の程度が見本と比べて大きくないこと」と規定されている。これの沖縄での適用については、他機関の規格であることや、塗装の発注ロットの規模（沖縄の場合小規模となる。）から塗装メーカーが参入するか懸念がある。

② 無機系塗装の使用

実績が少なく、評価が難しい。

③ 色の変更（白系から濃い色へ）

比較的簡易な方法であるが、景観の問題等もある。

## ５．おわりに

以上、沖縄地区鋼橋塗装マニュアルについて、全国版の鋼道路橋防食便覧との違いや、取り組み内容、課題について述べてきた。取り組み内容については、まだ 5 年程度の追跡調査中であり、まだ現時点で調査結果について評価はできない。今後、引き続き追跡調査を行っていく。課題についは、ボルト部の腐食と白亜化対策であるが、それについても現時点でこれといった方向性は見出されていない。課題についても、今後引き続き検討していく。

昨今、社会資本の老朽化対策の必要性が重要視されている。それぞれの管理者においては、早めの予防保全を実施することにより、社会資本の健全化を図っていく必要がある。

## 参考文献


1）鋼道路橋塗装便覧　平成 2 年 6 月　社団法人　日本道路協会

2）鋼道路橋塗装・防食便覧　平成 17 年 12 月　社団法人　日本道路協会

3）鋼道路橋防食便覧　平成 26 年 3 月　社団法人　日本道路協会

4）沖縄地区鋼橋塗装マニュアル（案）　平成 10 年 3 月

5）沖縄地区鋼橋塗装マニュアル　平成 20 年 8 月

6）道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　社団法人　日本道路協会

# 橋梁下部工への電気防食技術の適用について

株式会社　ホープ設計技術管理部　○正会員　金田一男
株式会社　ホープ設計技術管理部　比嘉　徹
株式会社　ホープ設計技術管理部　崎原盛伍
株式会社　ホープ設計技術管理部　正会員　親泊　宏

## 1. はじめに

亜熱帯気候に位置する島嶼県である沖縄では、道路網の整備に伴い、沢山の橋梁が建設されている。その中で橋長 100m 以上の離島架橋[1)]が計 14 橋挙げられる。これらの橋梁は本土復帰後に建設されたものであるが、高温多湿で厳しい塩害環境に立地するため、その塩害劣化が今までの橋梁の維持管理点検調査で既に確認されている。橋梁は道路構造物の中で極めて重要な位置を占め、架け替えるのに多大な費用が必要である。そのために、橋梁の長寿命化が図られている[2)]。

一方、塩害により劣化した橋梁のコンクリート部材の補修対策が必要であり、表面保護工法[3)]、ひび割れ対策工法、断面修復工法及び電気防食工法などが標準工法として採用されている[4)]。表面保護工法には、表面被覆工法と表面含浸工法に大別できるが、保護した後のコンクリートの劣化進行が把握しにくいことから、近年、表面含浸工法が良く使用されるようになった。しかし、表面含浸材料は、コンクリート中に塩化物イオン含有量が 1.2kg/m$^3$ 以上を含有すると適用できない[3)]ため、外観の劣化度合いが進展期に入るとその適用が困難となるケースが多い。コンクリートのひび割れ対策工法及び断面修復工法は、今現在進行中のひび割れ、浮き及び剥離剥落箇所への対策であるため、これらの劣化が生じる度に、繰り返しの対策が必要である。

電気防食工法は、継続的な通電を行うことによってコンクリート中の鋼材の腐食反応を電気化学的に制御し、鋼材腐食による劣化の進行を抑制することで、コンクリート構造物の耐久性を向上させることを目的とした工法である[5)]。しかし、初期コストが高いこと、継続的に通電しているため、日常の維持管理が必要であることなどから、橋梁上部工に適用した実例がある[6)]が、橋梁下部工に適用した実例が殆どないことが現状である。

橋梁下部工への電気防食工法の適用を考える際に、橋台と橋脚の重要度を考慮する必要がある。橋台は、一般的に前面に露出している部分が少なく、また、平成 8 年版道路橋示方書よりも以前に設計された橋台前面の鉄筋が主鉄筋ではないため、コストの高い電気防食工法の適用が今現在の社会情勢を勘案し、なかなか提案しがたい。しかし、離島架橋のような長大橋に関しては、上部工の補修対策や下部工の耐震補強対策が実施されており、橋脚の張出式梁部の補修対策工法の選定が困難である。その理由として、①一般的には張出式梁部の耐震補強は行わないこと、②塩化物イオンがコンクリート中に浸入され、表面含浸工法が適用困難であること、③ひび割れ対策工法や断面修復工法は対症療法であるため抜本的な対策とならないこと、④供用年数の増加に伴い、塩化物イオンが更に浸入し、鉄筋の腐食が促進され、張出式梁部の耐荷力低下が懸念されること等が考えられる。

本論文では、重要度の高い離島架橋の長寿命化を図り、橋梁全体系の耐久性向上を図り、補修対策工事の回数を減らすという観点で、橋梁下部工である橋脚への電気防食技術の応用事例を紹介し、その適用性について情報を提示するものとする。

キーワード：維持管理、橋梁長寿命化、下部工、電気防食、遠隔監視システム
連絡先：〒903-0813　沖縄県那覇市首里赤田町 3 丁目 5 番地　(株)ホープ設計

## 2. 橋梁下部工への電気防食技術の応用事例

### 2.1　対象橋梁の劣化状況

応用対象とした橋梁は**図-1** に示すように、宮古島と池間島を結ぶ池間大橋である[8]。**図-2** に示すように、本橋梁は橋長 L=1425m の離島架橋であり、沖縄県土木建築部が管理する橋梁の中で最も重要度の高い橋梁の一つであり、同土木建築部道路管理課で策定した橋梁長寿命化修繕計画において、本橋梁は「**個別管理橋梁**」と位置づけられている。本橋梁は 1992 年に供用開始され、現在、厳しい塩害環境の中で供用 23 年目となっている状況である。




**図-1　橋梁の架橋位置**

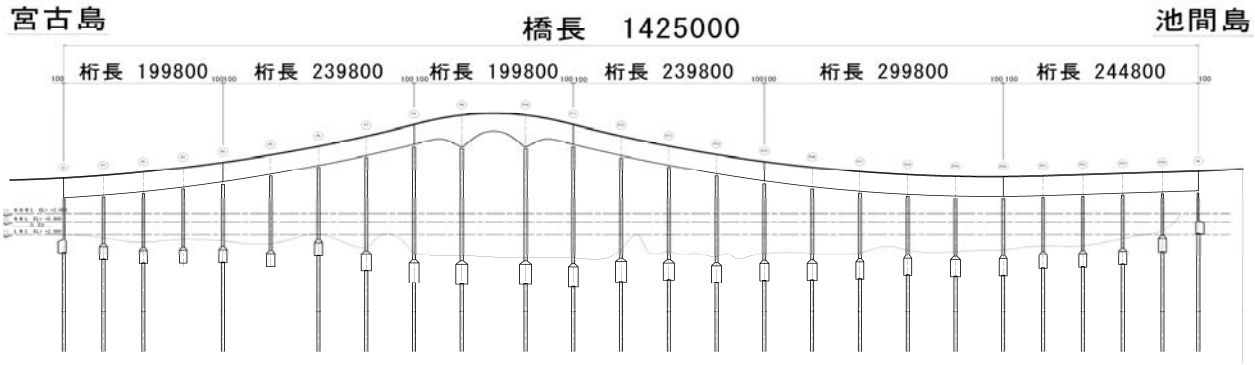



**図-2　橋梁の一般図**

**図-3** には本橋梁の橋脚一般図を示す。同図からわかるように、橋脚は梁部・柱部及びフーチング（基礎杭を含む）から構成されている。橋脚柱部に関しては、現行基準である「道路橋示方書・耐震設計編」に要求される耐震性能 2 を確保するために、耐震補強設計が実施され、仮締切り工として STEP 工法が用いられ、RC 巻立工法による耐震補強対策が適用される。

塩化物イオンが多量に浸入されていた橋脚の梁部は、表面含浸工法の適用が困難である。対症療法として、ひび割れ対策工及び浮き、剥離剥落に対する断面修復工が適用できるが、現状の進展期から加速期に向かって劣化が加速的に進行し、今後の維持管理対策工事の頻度も年々増加することが予想される。

**図-4** は、本橋梁の P6 橋脚梁部（起点より左側・起点側）の外観調査結果に基づいて作成した損傷図である。同図からわかるように、梁部にはひび割れ・浮き等が広範囲に現れている。

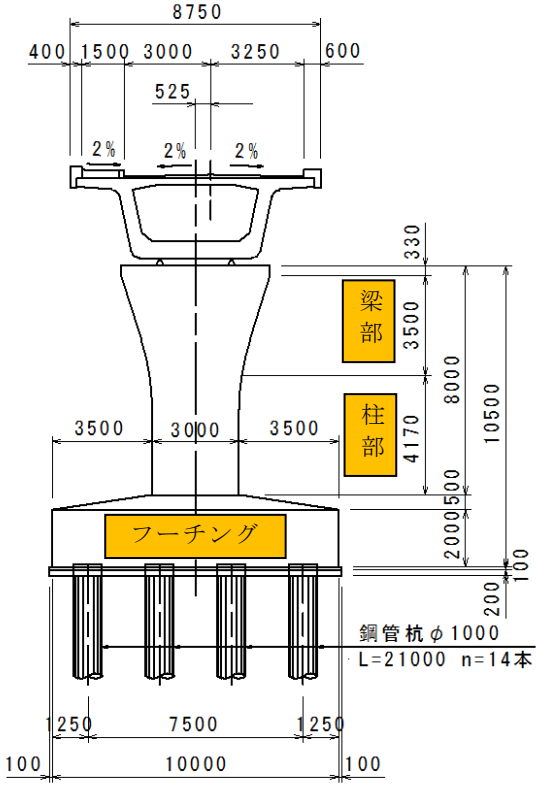



**図-3　橋梁橋脚一般図（1 例）**

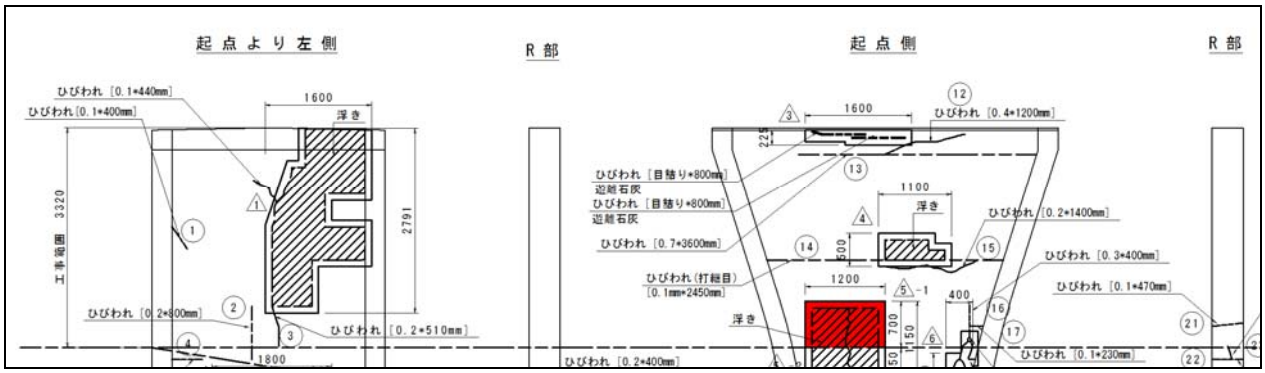



図-4　橋脚梁部のひび割れ・浮きに関する展開図（P6 橋脚）



写真-1　橋脚の供用環境




写真-2　橋脚梁部の変色（P24 橋脚）

**写真-1** は、本橋梁橋脚の利用状況の一例を示す。同写真からわかるように、橋脚の梁部は干満潮や波のしぶきの影響を受け、塩分がコンクリート表面に付着して変色している。**写真-2** は、変色しているコンクリート表面をペーパーで研磨した後に現れた色を示す。高い塩分量（塩分量調査結果：6～10kg/m$^3$程度）がコンクリート表面に付着すると、内部への塩化物イオン浸入も多くなる。本橋梁の詳細調査結果により、P6、P9、P10 及び P12 橋脚の鉄筋位置での塩化物イオン含有量が既に 1.2kg/m$^3$以上となり、鉄筋の腐食進行が懸念される。




写真-3　橋脚梁部の鉄筋腐食状況

**写真-3** は、本橋梁の P6 橋脚梁部の鉄筋腐食度の調査結果を示す。同写真からわかるように、現在では鉄筋が概ね健全な状態であるが、局部的に孔食が確認される。このように、主鉄筋が既に高い塩化物イオン濃度下にあり、また、孔食が確認されたため、今後腐食が加速的に進行し、鉄筋の断面欠損まで発展することが示唆される。

以上の理由より、本橋脚の梁部に対して電気防食技術を適用した。次項に現在までに得られた情報を紹介する。

## 2.2　電気防食技術の適用及びその効果

上記の理由で、本橋梁の橋脚に電気防食技術を適用した[7]。現在、P6 橋脚の電気防食工事が無事完了し、観測段階に入っている。ここでは、本橋梁下部工への電気防食技術の適用方法及び計測した結果を踏まえ、現在で得られた知見を説明する。

### (1)劣化度合いを配慮した橋脚選定

池間大橋の橋長は 1425m であり、計 24 基の橋脚がある。電気防食対策の初期コストが高いことを考慮し、現在において鉄筋位置で塩化物イオン含有量が 1.2kg/m$^3$ 以上の橋脚を第 1 弾として、電気防食工法を適用した。その結果、24 基橋脚のうちの 4 基を選び、施工することにした。平成 26 年度の工事で P6 橋脚の電気防食工法工事が完了した。陽極配置後の外観状況を**写真-4** に示す。



**写真-4　P6 橋脚陽極設置状況**

### (2)維持管理性を考慮した遠隔監視システムの適用

池間大橋は橋長が長く、橋脚数が多い上に、橋面において電気防食システムを制御する器具の設置が困難である。また、電気防食装置の維持管理は、**図-5** に示すように、現地に専門技術者が出向く必要がある。計測したデータの適性判断も必要である。これは、電気防食工法が普及しがたい要因の一つであると考える。本橋梁は橋長が長いため、各橋脚に電気防食装置を設置すると、その維持管理が尚更厳しくなる。

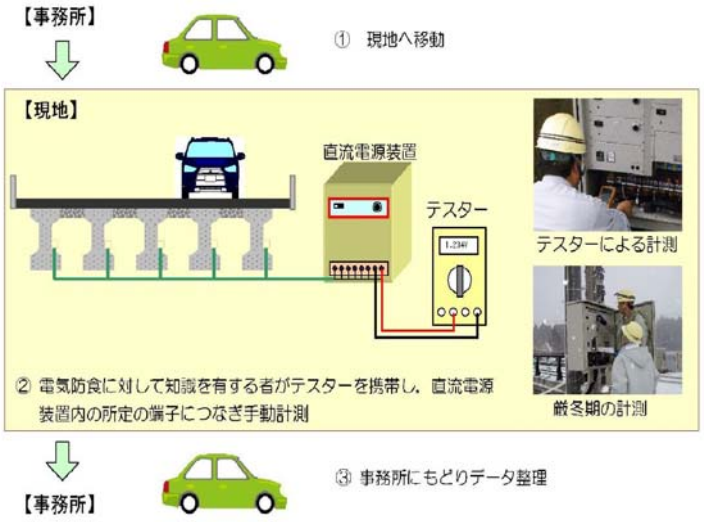



**図-5　現地に行く維持管理のイメージ**

一方、**図-6** に示すように、橋梁サイドでは電源ボックスや遠隔監視システム（計測ユニット・直流電源装置・遠隔監視ユニット）を設け、計測したデータを電子メールで専門の管理業者に送信し、そのデータを専門的に処理した後、発注者に報告するシステムが開発されている[8~9]。

このシステムは、現場に行かなくてもシステムの正常運転が確認でき、維持管理の手間を省くことが最大のメリットである。

本橋梁では、**図-6** に示すシステムを橋脚の電気防食工事に適用した。各橋脚梁部の高さが異なり、そのコンクリートの表面湿度も異なるため、各橋脚の箱桁内部に 1 基の直流電源装置（子

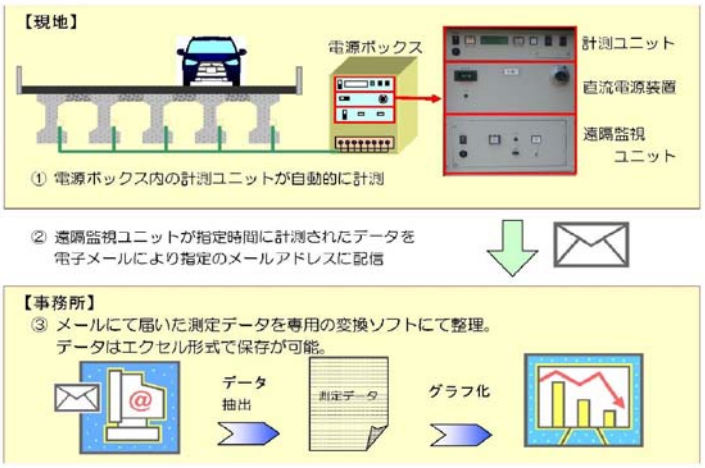



**図-6　遠隔監視による維持管理のイメージ**

機）を設置し、防食電流の通電量を橋脚毎に調整できるようにした。**写真-5** に示すように、直流電源装置（子機）をＬＡＮケーブルにより、**写真-6** に示すように、A2 橋台の箱桁内部に設置する遠隔監視システム（親機）にデータを送信する。更に、この親機から専門業者にメールを発信し、専門業者がその運転状況をタイムリに確認でき、その結果を発注者へ定期的に報告することが可能となった。



写真-5　P6 橋脚に設置した子機



写真-6　A2 橋台に設置した親機

### (3)適用効果の確認

**図-7～9** は、7 月 17 日より通電を開始以来、9 月 15 日現在までの P6 橋脚の遠隔監視結果を示す。7 月 17 日～9 月 13 日までの期間では、機器の調整・取替を含め、通電電流量（**図-7** 参照）等に不安定のデータが示されているが、9 月 13 日より以降は、正常のデータを計測できている。また、通電期間は短いが、**図-8** に示すように、電源電圧は気温上昇により多少の上昇傾向を示している。**図-9** に示すように、復極量は毎月 1 日の測定結果となり基準値の 100mV 以上を保ち良好な電気防食効果が確認できる。

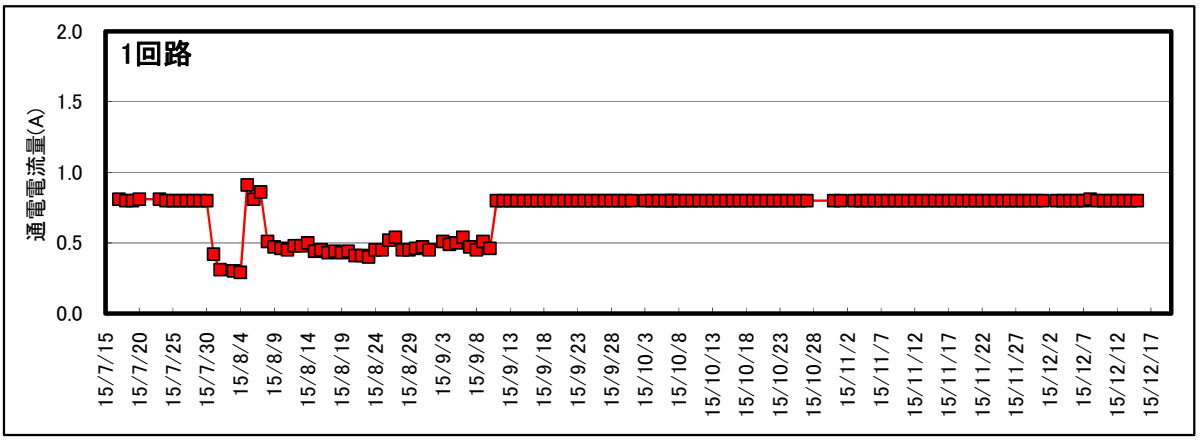



図-7　通電電流量と計測日数との関係

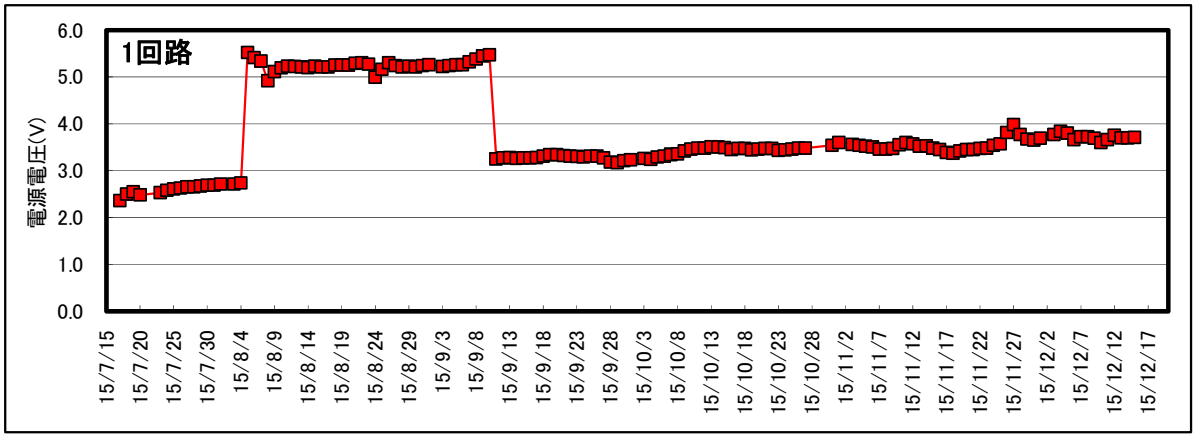



図-8　電源電圧と計測日数との関係

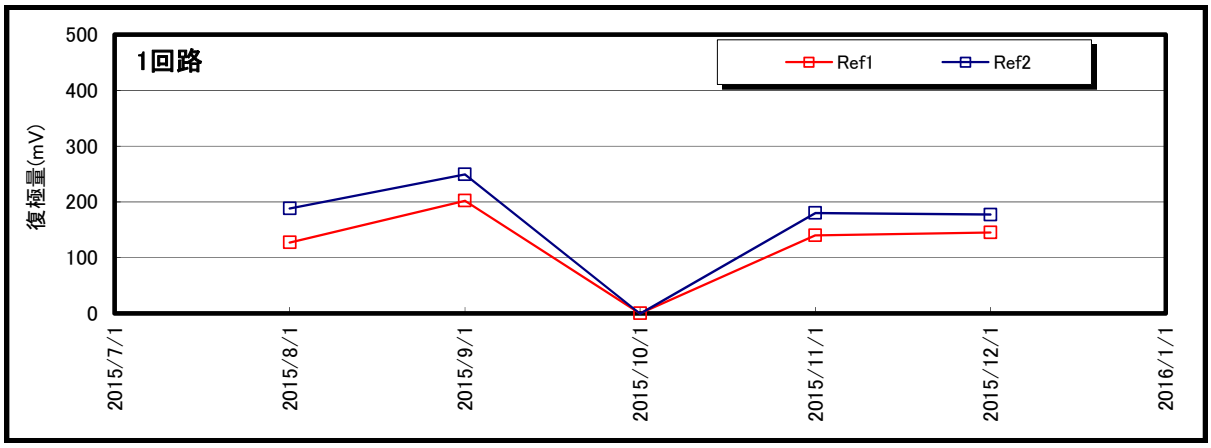



図-9　復極量と計測日数との関係

このように、毎日の測定データが把握できるため、気温・湿度などの影響を踏まえて通電管理が可能であり、通電状況や異常値も事務所内で把握することができるため継続した維持管理が可能であると考えられる。

## 3. 終わりに

本文では、重要度の高い既設橋梁下部工への電気防食技術の適用について紹介したが、橋梁の重要度、供用環境、劣化度合い等が異なるため、耐久性に関する目標年数を充分に協議し、コストを考慮した上で、その適用性を検討する必要がある。

## 4. 謝辞

本論文は，参考文献 7)をベースに重要度の高い橋梁下部工への電気防食技術の適用について議論したものである。ここでは、池間大橋耐震補強設計業務の内容を発表する機会を下さった宮古土木事務所道路整備班奥間正博班長に深く謝意を表します。ここに併せて謝意を表します。

## 5. 参考文献

1) 沖縄県土木建築部発行：沖縄県の離島架橋、2006 年
2) 沖縄県土木建築部道路管理課制定：橋梁長寿命化修繕計画（案）、2012 年 8 月
http://www.pref.okinawa.jp/site/doboku/dorokan/hoshu/kyouryoukeikaku.html
3) 土木学会：表面保護工法　設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー119
4) 土木学会：コンクリート標準示方書　［維持管理編］、2007 年制定
5) 土木学会：電気化学的防食工法　設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー107
6) 篠原貴、泉隆士、大城敦、宇地原崇夫：施工後 15 年経過した新数久田橋の調査と補修工事報告、プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、第 16 回、平成 19 年 10 月
7) 比嘉徹、崎原盛伍、金田一男、他 3 名：離島架橋下部工長寿命化のための電気防食システムの提案、平成 27 年度技術発表会、沖縄県測量建設コンサルタンツ協会、2015 年 11 月
8) 青山敏幸、他 3 名：type-S、type-D 併用による PI-Slit 工法の施工－深見新橋－、株式会社ピーエス三菱技報第 11 号、2013 年
9) 青山敏幸、他 3 名：電気防食工法の遠隔監視システムについて、株式会社ピーエス三菱　技報第 13 号、2015 年

# 従来鈑桁橋における FRP スマートカバーの構造部材への応用

宮地エンジニアリング（株）　○大塚　恵，山下　修平
琉球大学　矢吹　哲哉，下里　哲弘，塚原　雄介

## １．はじめに

我が国においては，経済情勢から公共事業におけるライフサイクルコストの縮減が社会的要請の一つと言われるようになって久しい．

鋼橋における耐久性損失の主な要因の一つは「鋼材の腐食」である．そのため，鋼材を腐食から守る防食技術の発展が，ライフサイクルコスト縮減に大きく寄与すると考えられる．

既往の研究では，鋼橋の防食方法として，鋼桁間に FRP 製の防護板（以下，FRP スマートカバー）を敷設することが提案されており，鋼桁間の環境改善効果及び点検用通路としての適用性が確認されている [1)]（図-1，写真-1）．さらに FRP スマートカバーはその材料特性から従来横構が分担した「横荷重抵抗」機能も期待できる．しかし，既往の研究では，横荷重への抵抗に関する検討はされていない．

そこで本研究では，FRP スマートカバーの機能拡大を目的として，鋼桁への構造部材適用性について検討する．

今回の検討は，一般的な鋼鈑桁構造を対象として，横構設置時と FRP スマートカバー設置時での荷重に対する抵抗性を FEM 解析結果から検討し，下横構の代替部材としての可能性を検証した．

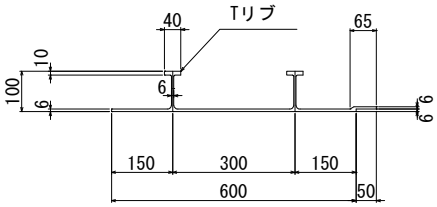



図-1　FRP スマートカバー断面

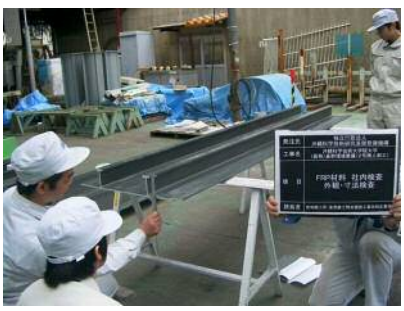


写真-1　FRP パネル

## ２．FRP スマートカバーの安全性検証

### 2.1 検証内容

鋼橋における下横構が有するべき機能は，「横荷重の支承部への円滑な伝達」，「橋の断面形の保持」があげられる [2)]．この機能を FRP スマートカバーが有するか下記の手順にて検討を行った（表-1）．

表-1　検討手順

| 作業手順 | |
|---|---|
| ① | 従来鈑桁構造をモデル化（下横構設置） |
| ② | 従来鈑桁構造に FRP スマートカバー設置時をモデル化（下横構撤去） |
| ③ | 各モデルに横荷重を作用させ，発生した応力の増減，また発生箇所の変動を比較 |
| ④ | 局部応力の発生がないか評価 |
| ⑤ | 各モデルに死活荷重を載荷し，桁たわみ量の増減を比較 |

### 2.2 検討モデル

解析モデルは，鋼単純合成鈑桁（3 主桁）の普久川ダム橋梁を対象とした（図-2）．
また，FRP スマートカバーの設置方法は剛結とした．
橋梁緒言を表-2 に示す．

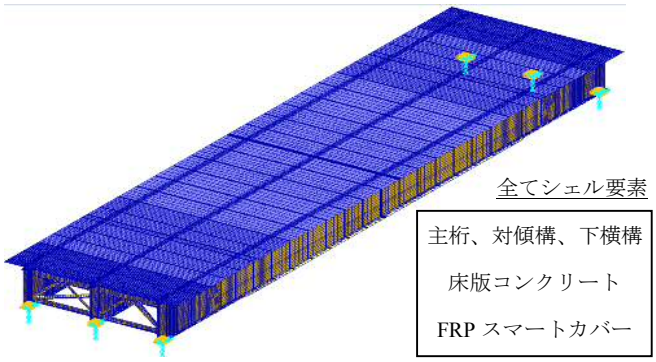



図-2　下横構設置モデル(普久川ダム橋梁)

表-2 橋梁緒言（普久川ダム橋梁）

| | |
|---|---|
| 形式 | 鋼単純合成鈑桁 |
| 支間長 | 30060mm |
| 有効幅員 | 7000mm |
| 主桁間隔 | 3100mm |
| 舗装 | アスファルト舗装　t=75mm |
| 床版 | RC床版 t=205mm |
| | 設計基準強度　σck=300KN/cm2 |

キーワード　腐食，FRP，FRP スマートカバー，風荷重
連絡先　〒290-8580　千葉県市原市八幡海岸通 3 番地　宮地エンジニアリング(株)　E-MAIL：ohtuka.megumi@miyaji-eng.co.jp

### 2.3 材料特性

FRP スマートカバーの材料特性値は，既存の研究結果よりガラス繊維を用いた GFRP 材を基準とする[1)]．主桁，床版コンクリートを含めた各材料特性を表-3 に示す．

表-3　材料特性表

| | ヤング係数(N/mm$^2$) | ポアソン比 | 備考 |
|---|---|---|---|
| 主桁･横桁 | 2.05x10$^5$ | 0.3 | |
| 床版コンクリート | 2.8x10$^4$ | 0.17 | 設計標準強度 300KN/cm$^2$ |
| FRPスマートカバー | 2.55x10$^4$ | 0.24 | |

### 2.4 解析ケース

解析で用いる荷重は，死荷重(床版，ハンチ，舗装，鋼重)，風荷重とする．本解析モデルでは沖縄県の橋梁を用いることから，通常の風荷重加え台風時を想定した風荷重においても解析を行った．本解析ケースを表-4 に示す．

表-4　解析モデル-荷重組み合わせ

| 解析モデル | 荷重組み合わせ(5ケース) | | |
|---|---|---|---|
| モデル-1<br>(下横構) | 1 | 風荷重(瞬間風速40m/s時) | 横力 |
| | 2 | 台風時風荷重(瞬間風速80m/s時) | |
| モデル-2<br>(FRPスマート<br>カバー) | 3 | 死荷重+風荷重(瞬間風速40m/s時) | |
| | 4 | 死荷重 | 鉛直力 |
| | 5 | 死荷重+活荷重 | |

## 3．解析結果

### 3.1 風荷重解析

各モデルのウェブ側面に風荷重を載荷した際の解析結果を表-5 に示す．

風荷重載荷時による両モデルの FEM 解析値，発生箇所に大きな差異は見られなかった．両モデルともに概ね許容値を満足するが，台風時風荷重を載荷した際は，垂直補剛材近傍において許容値の超過が確認された．局部に着目した主応力では，下横構・FRP スマートカバーともに許容値を超える絶対値は生じなかった．

表-5　風荷重載荷結果(着色=許容値超過部)

| | 内容 | 荷重ケース | モデル-1 | | モデル-2 | | 許容値の目安 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 発生箇所 | 解析値 | 発生箇所 | 解析値 | |
| (1) | 変形量 | Case-1 | 支間中央 | 2.5mm | 支間中央 | 1.8mm | 30mm<br>(WEB横変形) |
| | | Case-2 | 支間中央 | 10.2mm | 支間中央 | 7.2mm | |
| (2) | 最小主応力 | Case-1 | 支間中央VS | -59Mpa | 支間中央VS | -38Mpa | 144Mpa |
| | | Case-2 | 支間中央VS | -234Mpa | 支間中央VS | -153Mpa | |
| | | Case-3 | 支点部VS | -83Mpa | 支点部WEB | -76Mpa | |
| (3) | 最大主応力 | Case-1 | 支点部VS | 50Mpa | 支点部VS | 34Mpa | 144Mpa |
| | | Case-2 | 支点部VS | 202Mpa | 支点部VS | 136Mpa | |
| | | Case-3 | LFLG断面変化付近 | 74Mpa | LFLG | 64Mpa | |
| (4) | 最小主応力<br>(局部) | Case-1 | 外桁横構仕口 | -31Mpa | 中桁端支点部 | -6Mpa | 144Mpa |
| | | Case-2 | 外桁横構仕口 | -126Mpa | 中桁端支点部 | -23Mpa | |
| | | Case-3 | 中桁端横構 | -31Mpa | 中桁端支点部 | -11Mpa | |
| (5) | 最大主応力<br>(局部) | Case-1 | 中桁端横構 | 24Mpa | 中桁端支点部 | 6Mpa | 144Mpa |
| | | Case-2 | 中桁端横構 | 95Mpa | 中桁端支点部 | 23Mpa | |
| | | Case-3 | 外桁横構仕口 | 33Mpa | LFLG断面変化付近 | 25Mpa | |

### 3.2 死活荷重解析

各モデルに死+活荷重を載荷した際の解析結果を表-6，図-3，図-4 に示す．

死荷重載荷時,死+活荷重載荷時ともに許容値を満足する結果となった．各モデルによって解析値，発生箇所に大きな違いは見られなかったが，従来構造のモデル-1 に対し，FRP スマートカバーを設置したモデル-2 の方が変形量は小さくなる結果となった．

表-6　死荷重+活荷重載荷結果

| | 内容 | 荷重ケース | モデル-1 | | モデル-2 | | 許容値の目安 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 発生箇所 | 解析値 | 発生箇所 | 解析値 | |
| (1) | 変形量 | Case-4 | 支間中央 | 22mm | 支間中央 | 19mm | 45mm |
| | | Case-5 | 支間中央 | 44mm | 支間中央 | 37mm | |
| (2) | 最小主応力 | Case-4 | 中桁支間中央 | -67Mpa | 中桁支点近傍 | -71Mpa | 144Mpa |
| | | Case-5 | 中桁支点近傍 | -136Mpa | 外桁支点近傍 | -131Mpa | |
| (3) | 最大主応力 | Case-4 | 外桁仕口部 | 71Mpa | 外桁仕口部 | 62Mpa | 144Mpa |
| | | Case-5 | 外桁仕口部 | 134Mpa | 外桁仕口部 | 115Mpa | |

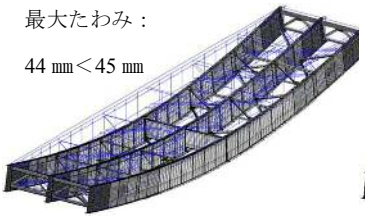



図-3　モデル-1 たわみ

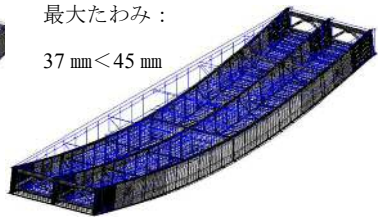



図-4　モデル-2 たわみ

## 4．まとめ

本研究では，一般的な鋼鈑桁構造を対象として FRP スマートカバーの下横構の代替部材としての可能性を FEM 解析結果から検討した．

解析結果より，各荷重載荷時で FRP スマートカバー設置時の発生主応力・変形量は下横構設置時以下の数値を示しており，局部的な応力集中の発生も見られなかった．最大主応力と最小主応力の絶対値にも大きな差異はなく， FRP スマートカバーが下横構と同等とみなせる「横荷重の支承部への円滑な伝達」,「橋の断面形の保持」「横荷重抵抗」機能を有していると考えられる．

今回の研究では，下フランジと FRP スマートカバーの境界条件を剛結としたが，今後実用化に向けての課題として実際の連結構造の挙動を再現する境界条件の検討が必要であると考えられる．

【参考文献】

1) 宮地エンジニアリング技報「FRP スマートカバーの性能評価に関する研究」, 2014

2) 日本道路協会　道路橋示方書･同解説 Ⅰ , Ⅱ , 2014

# 腐食面に対する SmartZIC 工法の適用性に関する研究（その 1：SZ 工法の基本性能検証）

琉球大学　○山城慶　日和裕介　下里哲弘　有住康則
(株)横河ブリッジホールディングス　井口進　曽我麻衣子　(株)横河ブリッジ　清川昇悟
東京ファブリック工業(株)　木村雅昭　橋都瑞城

## 1. はじめに

鋼橋では鋼材の腐食損傷が最も多く，既設鋼橋のメンテナンスにおいて防食機能の維持管理が重要であり，耐久性に優れた防食工法はライフサイクルコストの低減と橋梁の長寿命化の観点で有効である．一般的な防食法は塗装である．腐食部の重防食塗装の塗替えの場合，十分な防食機能を発揮するためには，素地調整を現場ブラストによる錆の完全除去が必要であるが，写真-1 のように狭隘な施工条件となる桁端部などは十分な施工は難しい．本報では，錆を残置した状況を許容しながら金属皮膜を形成できる防食法として開発した SmartZIC 工法（以下，SZ 工法）の基本性能について、鋼材との密着性、成膜性及び防食性、塗装との密着性を検証した．



写真-1　桁端部が腐食した鋼橋

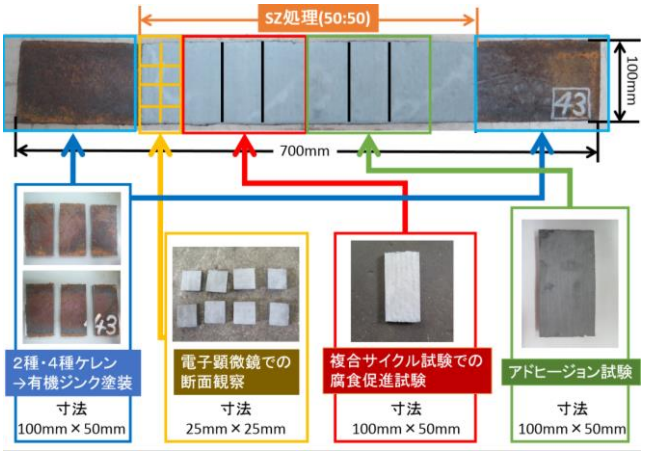



図-1　SZ 工法と有機ジンクの比較検証用供試体

## 2. 試験概要

### 2-1.供試体作成条件

図-1 及び図-2 に供試体の作成条件と行う試験を示す．試験条件と同一にするため、防食下地のものと塗装まで行うものを、それぞれ 1 枚ずつの腐食鋼板から行う試験分の供試体を作成した．

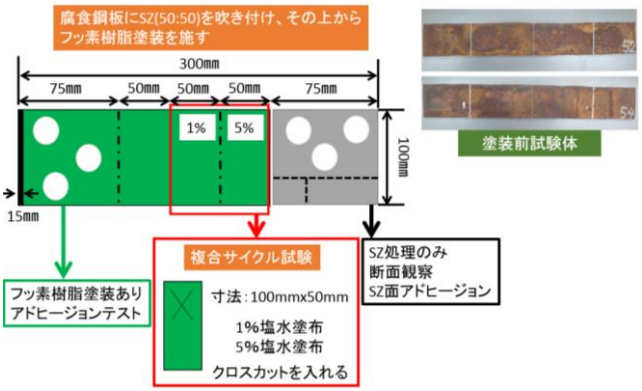



図-2　塗装との密着性検証用供試体

### 2-2.試験方法

(1)密着力計測

アドヒージョンテスタによって SZ 皮膜の密着力を測定するため、引張試験を行った．

(2)腐食促進試験

試験条件を図-3 に示す．防食性能を検証するため 1 日 3 サイクルで、食塩水を日に一度塗布し、SZ 工法 116 サイクル、有機ジンク 95 サイクル、塗装にクロスカットを入れ 252 サイクルで行った．

(3)断面観察

試験体の成膜・腐食状況を確認するため、走査



| 条件 | 温度 | 湿度 | 時間 |
|---|---|---|---|
| 湿潤 | 35℃ | 90% | 2h |
| 乾燥 | 40℃ | 50% | 6h |

図-3　複合サイクル試験機及び試験条件(1 サイクル)

キーワード：犠牲防食　コールドスプレー　腐食
連　絡　先：〒903－0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　TEL：098-895-8666
FAX：098-895-8677

電子顕微鏡(SEM)を用いて断面観察を行った.

### 3. 試験結果

(1)腐食鋼材との密着性

得られた試験結果を図-4 に示す. この結果から、SZ 工法は有機ジンクよりも密着性能が高いことが確認された.

(2)塗装との密着性

得られた結果を図-5 に示す. 促進試験無しより、SZ 層-塗装界面での剥離が見られず、塗装との密着性は高いことが確認できる. 促進試験を行った場合も、密着力と剥離面に変化は無く、塗装との密着性が維持されていることが確認できる.

(3)腐食促進試験

図-6 に示す SZ 工法及び有機ジンク(2 種ケレン)促進試験前の断面観察から、SZ 工法は、有機ジンクと同等の膜厚を確保できることを確認し、促進試験後の断面観察から犠牲防食が見られることから、防食性も有機ジンクと同程度の性能であることを確認した. また、図-7 に示すように、塗膜の上から鋼材に達するまでクロスカットを入れ、促進試験を行った. カット部分からは錆ではなく、白い膜が確認された. 断面観察を行ったところ、亜鉛のみが酸化しており、鋼板部分に錆が確認できなかった.

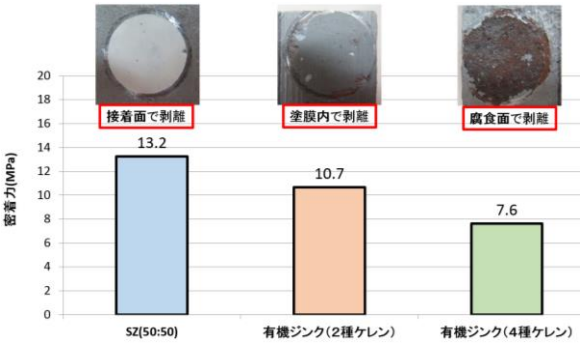
### 4. まとめ

SZ 工法の基本性能の検証を行うため、鋼材との密着力、成膜性及び防食性、塗装との密着性につて分析した. 以下に結果を示す.

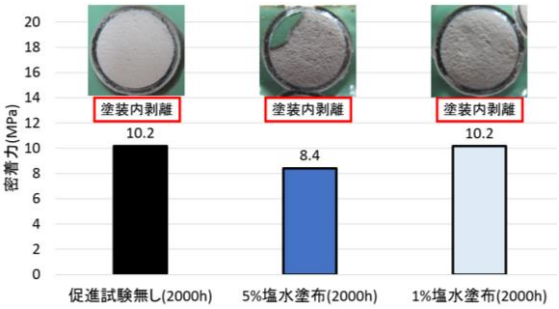
(1)鋼材との密着性は 2 種ケレンを施した有機ジンク以上である.

(2)塗装との密着性は密着力試験により確認した. 密着力と剥離面は促進試験後においても、変化が無い.

(3)成膜性及び防食性は有機ジンクと同等以上の成膜性がある. 犠牲防食が確認できたことから、防食性能はジンクと同等の性能を備えている. クロスカットを施して行った促進試験から、鋼材に達する傷を付けても、先に亜鉛が酸化する犠牲防食効果により鋼材が酸化しない.




図−4　防食下地の密着力及び剥離面




図−5　条件別促進試験の密着力及び剥離面

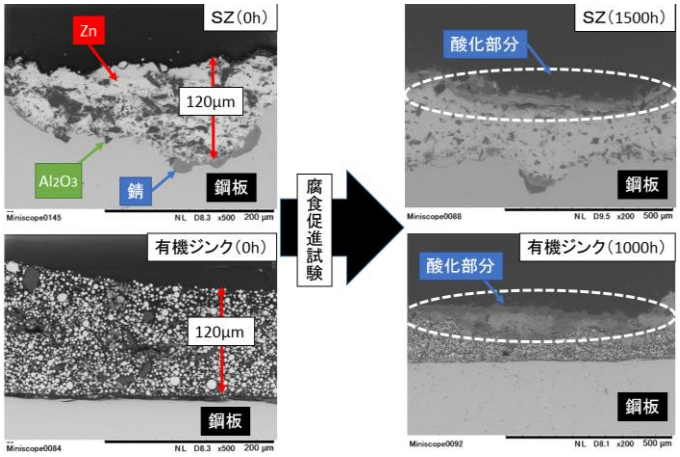



図-6　防食下地のみの促進試験(塩水濃度 5%)

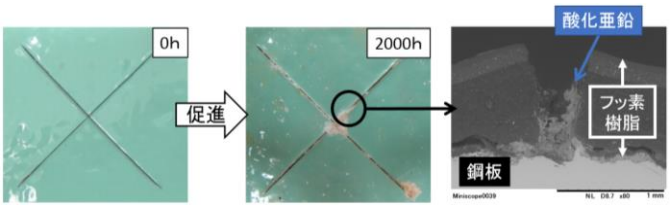



図-7　クロスカットを入れた促進試験 (塩水濃度 5%)

**謝辞**:本研究は国土技術政策総合研究所の委託研究として実施したものである. ここに記して謝辞を表します.

**参考文献**：1)清川昇悟ら：コールドスプレー技術で生成する金属皮膜を適用した高力ボルトの防食性能と機械的性質　日本鋼構造協会、鋼構造論文集、第 22 巻(第 85 号)：pp.133-141 2015(Mar.)

# 腐食面に対する SmartZIC 工法の適用性に関する研究（その 2：腐食面での成膜検討）

琉球大学　○日和裕介　下里哲弘　有住康則
（株）横河ブリッジホールディングス　井口進　曽我麻衣子　（株）横河ブリッジ　清川昇悟
東京ファブリック工業（株）　木村雅昭　橋都瑞城

## 1. はじめに

鋼橋では鋼材の腐食損傷が最も多く，既設鋼橋のメンテナンスにおいて防食機能の維持管理が重要であり，耐久性に優れた防食工法はライフサイクルコストの低減と橋梁の長寿命化の観点で有効である．一般的な防食法は塗装である．腐食部の重防食塗装の塗替えの場合，十分な防食機能を発揮するためには，素地調整を現場ブラストによる錆の完全除去が必要であるが，狭隘な施工条件となる桁端部などは十分な施工は難しい(図-1)．前報では，錆を残置した状況を許容しながら金属皮膜を形成できる防食法として開発した SmartZIC 工法 [1)]（以下，SZ 工法）の基本性能について報告した．本報では，腐食面における防食層の成膜性について使用パウダー（図-2）の配合比率の検証を行った．



図-1　桁端部の腐食事例

## 2. 試験概要

### 2.1　試験供試体作成条件

表-1 に供試体作成条件を示す．亜鉛の配合比率は SZ 層厚を，アルミナパウダーの配合比率は成膜前の素地調整効果を支配するため，その配合比率は SZ 防食層の成膜性に大きく影響する．供試体は図-3 に示すように，腐食鋼板の施工面として，さび層厚は 100μm程度の鋼板とした．

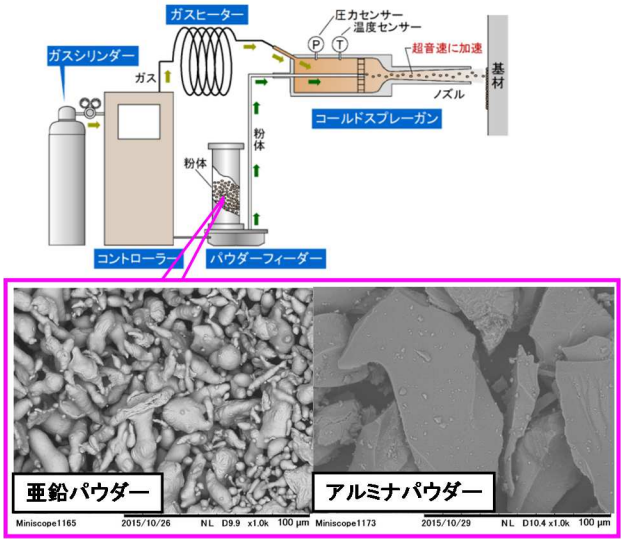
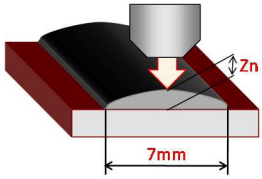



図-2　SZ 工法の使用パウダー

表-1　試験供試体作成条件

| 評価パラメータ | 条件 |
|---|---|
| パウダー配合比率 ($Zn:Al_2O_3$) | 0:100+50:50<br>10:90～70:30 |
| 移動速度 | 5mm/s(一定) |
| ノズル角度 | 90度(一定) |
| ガス圧力 | 0.55Mpa(一定) |



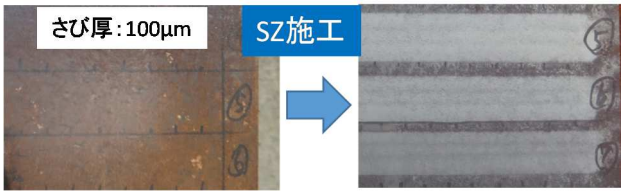




図-3　試験体外観

### 2.2　試験方法

（1）密着力計測

腐食面に対する亜鉛皮膜の密着力を測定するため，亜鉛皮膜に端子（ドリー）を接着しアドヒージョンテスタによる垂直引張力による引張試験を行った．

（2）亜鉛皮膜の断面観察

亜鉛皮膜の層厚と鋼材の錆の残存厚を計測するため，走査電子顕微鏡（SEM）を用いて，断面の観察を行った．

*Keywords*：防食，コールドスプレー，除錆
連絡先：〒903-0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　戦略的研究プロジェクトセンター

## 3. 試験結果

### 3.1　密着力による検証

図-4 にパウダーの配合比率別の SZ 層と腐食鋼板の密着力を示す．参考値として，鋼板素地（新材），アルミナによるブラスト面，腐食面の密着力値を示す．計測結果より，亜鉛とアルミナパウダーの配合比率が 60：40 までは概ね 30Mpa 程度の密着力を示しているが，70：30 で半分の 15Mpa に低下した．図-5 に示す試験後の供試体面の状況より，アルミナパウダー比率が 30%以下では素地調整効果が少なくなり，密着力が低下したと考えられる．

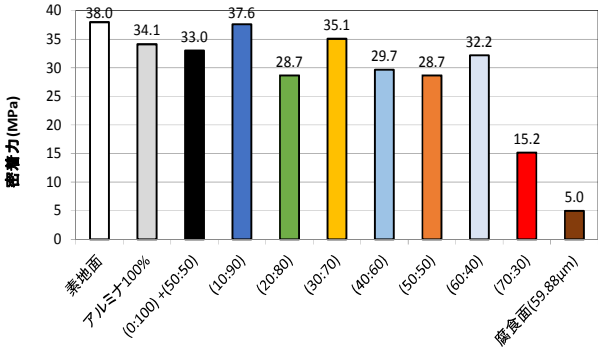



図-4　密着力計測結果

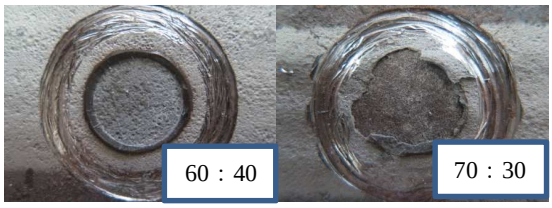



図-5　計測後の状況

### 3.2　断面観察による検証

図-6, 7 に腐食鋼板に 1 ライン 1 層施工時（1pass 施工）の SEM による SZ 皮膜断面観察状況と膜厚計測結果を示す．図に示すように，粒子の流速の影響により SZ 皮膜は中央部が厚く，端部に従い薄くなる傾向がある．SZ 膜厚は，亜鉛の配合比率が増すほど厚くなり，錆除去率は，アルミナの配合率が増すほど高くなる．SZ 層の目標膜厚を一般外面の塗装仕様 C-5 塗装系 [2]の防食下地厚 75μm 以上の 100μm に設定すると，亜鉛の配合比率が 40%以上の配合で満足することが分かる．錆除去率については，　70：30 配合は錆除去率が低く，密着力計測値に影響があったと考えられる．

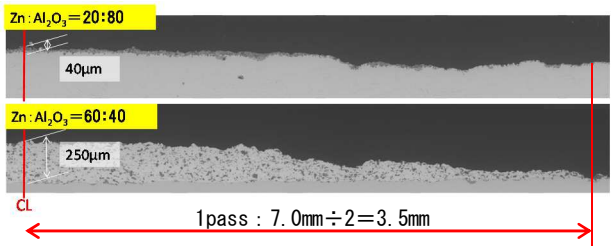



図-6　SEM による断面観察状況

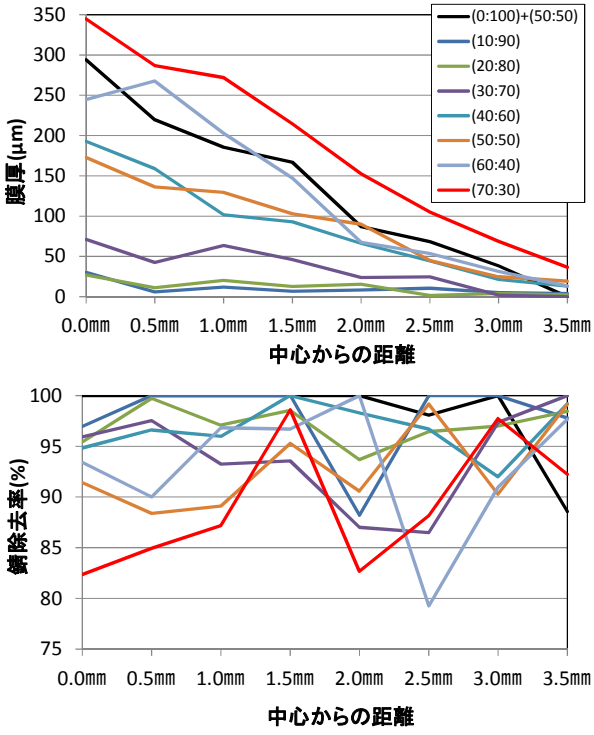



図-7　亜鉛層厚と錆除去率計測結果

## 4. まとめ

腐食面における防食層の成膜性の検証を行うため，パウダー配合比率別の SZ 皮膜の密着力と層厚について分析した．本研究で得られた結果を以下に示す．

（1）腐食面に対する SZ 皮膜の密着力は，アルミナ配合比率 30%以下では著しく低下する．

（2）SZ 皮膜厚は目標膜厚 100μm とすると，亜鉛の配合比率が 40%以上で満足する．

（3）上記より，腐食面における防食層の形成のための最適な配合比率は，40：60，50：50，60：40 の 3 配合であることが分かる．

**謝辞**：本研究は，国土技術政策総合研究所からの委託研究として実施したものである．ここに記して謝意を表します．

**参考文献**

1）清川昇悟，井口進，木村雅昭，下里哲弘：コールドスプレー技術で生成する金属皮膜を適用した高力ボルトの防食性能と機械的性質，鋼構造論文集，第 22 巻(第 85 号)，pp.133-141，2015.3

2）日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.3.

# 高力ボルトの防錆キャップの紫外線劣化とゆるみ振動下での挙動

琉球大学　○臼井慎之介，琉球大学　正会員　下里哲弘，有住康則　(株)IHI インフラ建設　今井学,清水隆

## 1. 研究の背景と目的

ボルトは、下地処理が困難であり、特に角部では塗膜厚が薄くなる傾向があるので他の部位に比べても発錆が起きやすい。その結果、水素脆化による破断を招き継手全体の耐力が低下する恐れがある。そのため、ボルトキャップを使用している。しかし、図 1 の有色キャップでは診断を容易に行えない為、図 2 に示す透明なポリ塩化ビニル製のキャップが考案された。本実験は、今回開発された透明キャップを紫外線劣化した後に引張試験及びゆるみ振動実験を行い評価するものである。



図 1　有色キャップ



図 2　の透明キャップ

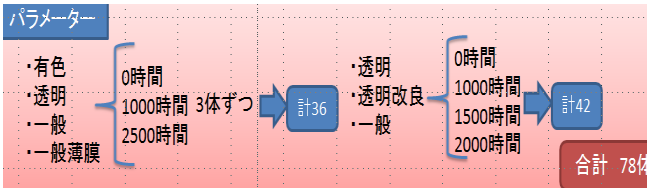



図 3　引張試験パラメーター

## 2.試験方法

### 2-1　紫外線劣化した試験体の引張試験

本実験に使用するボルトキャップ素材パラメーターを図 3 に示す。紫外線照射方法としてキセノンウェザーメーターを使用して各時間の紫外線照射を行った。この試験体を図 5 のように切り出しロードセル式万能試験機を用いて引張強度を算出し、各試験体で比較を行う。

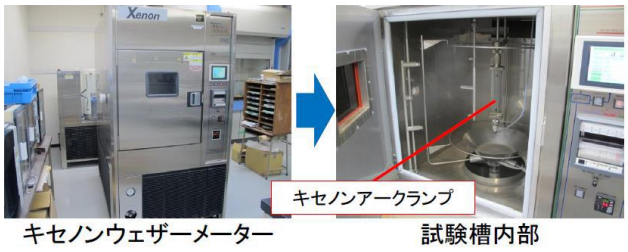



図 4　キセノンウェザーメーター

### 2-2　緩み振動実験

本試験に使用する試験体は、図 1 に示す内部全てを充填剤で埋め尽くす完全充填ではなく、図 2 に示すボルトキャップのつばのみに充填した部分的な充填方法を使用する。図 6 に示すゆるみ振動実験において使用する試験体は、4 つ全てがつばのみ充填である。うち、軸力を 200KN 導入し健全状態を模している振動実験を行っているのが両端 2 つ。手締めで軸力を最低限かけた状態の異常状態を模した緩み実験を行っているものが中央 2 つである。この試験体を用いて 1 回目 10HZ,100με,200 万回。2 回目 5HZ,100με,200 万回のゆるみ振動試験を行う。その後、健全状態を模した両端のボルトキャップの 1 つに目視で変化が見られる 130 時間の紫外線照射劣化を行い、紫外線による異常状態を模したうえで 1 度目の実験条件で再度緩み振動試験を行う。

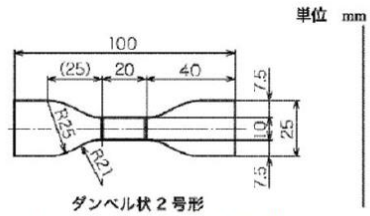



図2　ダンベル2号形試験片寸法（JIS K 6251）



図 5　試験体切抜き



図 6　疲労実験試験体

キーワード　紫外線、ボルトキャップ
連絡先　〒903－0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　TEL：098-895-8666、FAX：098-895-8677

## 3.試験結果

3-1　紫外線劣化した試験体の引張試験

紫外線照射を行った試験体を従来の有色の素材と透明の素材で比較を行った、図 7 に示すよう透明の素材はほとんど変化がないのに対して、有色の素材は茶色に変化しているのが確認できる。また引張試験の結果を縦軸に引張強さ、横軸に紫外線照射時間で図 8 に示す。透明キャップの素材がグラフの赤と青で示しており、緑が有色の素材である。有色の素材が 1000 時間を超えると大きく引張強さが落ちているのに対し透明素材は、大きな変化が見られない。目視と引張強さの結果をから透明キャップ素材が有色の素材と比較して紫外線に対して強いということが考えられる。

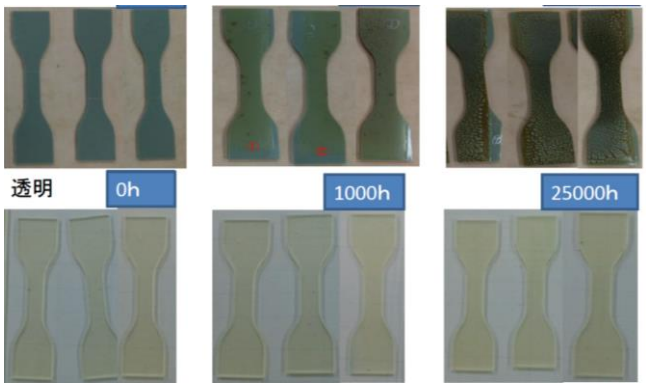



図 7　紫外線照射した試験体




図 8　引張強さ比較

3-2　緩み振動実験

条件を変えたうえで計 3 度の実験を行った。1 回目の結果は 60 万回で母材が破断。破断部を図 9 に示す。またボルトキャップの剥落はなかった。その後 2 回目・3 回目と行ったがどちらもボルトキャップの剥落はなかった。これは、健全状態を模している振動実験の点からみると、部分的なつばのみ充填であっても十分な密着力があるという結果につながったと考えられる。また、異常状態を模した緩み実験では、ボルトキャップの剥落が無かったことからボルトの緩み以外にも剥落の要因があると考える。しかし、図 10 に示すようにボルトキャップ内部にねじれの跡が確認できることから、キャップ内部の剥落要因は緩みであり、その他の要因はつば部に関するものだと考察できる。




図 9　母材破断

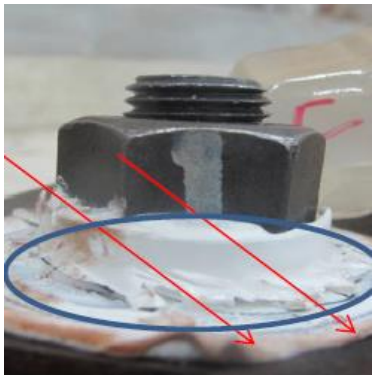


図 10　ボルトキャップ内部

## 4.まとめ

引張試験の結果から、従来のキャップの素材よりも透明のキャップの方が紫外線に強い耐性を持っている事。また、内部を目視するための部分的なつばのみ充填であっても疲労に耐えることができる事。以上の結果から診断を行う際に、新たに開発された透明なポリ塩化ビニル製のキャップを使用することで、キャップを付けた状態であっても内部を目視できること。これまでよりも取り外しが容易に行えること。以上から診断が容易に行えると評価できる。

謝辞：本研究は琉球大学と IHI インフラ建設株式会社との共同研究により得られた成果の一部である。
ここに記して深謝いたします。

参考文献

1）与那覇飛侑：透明型キャップによる高力ボルトの防錆効果に関する促進試験

# Smart ZIC 工法を用いた腐食高力ボルトの防食性に関する実験的研究

琉球大学　○井上将良、琉球大学　下里哲弘、日和裕介、有住康則

## １．研究の背景と目的

橋梁の高力ボルトは，腐食損傷が発生しやすい．高力ボルトの角部は締付時による傷や，塗膜厚が薄いことが腐食の原因として，弱点部となっている．そのため，角部から錆が発生しボルト全体に広がり，花が咲いたような状態になる（図-2）．

本研究では，高力ボルトの防食性の向上を目的に，Smart ZIC（以下 SZ 工法と示す）工法[1)]により腐食した高力ボルト角部に，十分な防食皮膜が形成可能か検証を行う．



図-1 M 橋全景

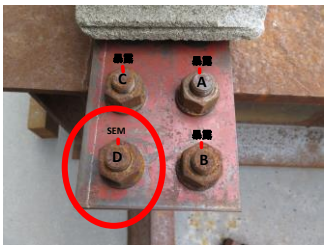


図-2　高力ボルトの腐食事例

## ２．試験方法

### 2.1　供試体作成

腐食している高力ボルトを用いる．SZ 施工前を図-3 (a)に示し，SZ 施工後を図-3 (b)に示す．ボルト間の距離は 750mm とする．今回 4 つの高力ボルトに SZ 工法の施工を行い，そのうちの 1 つの高力ボルトの断面観察を行う．断面観察用の高力ボルトは，図-4 のようにボルト角度に対し 90 度と，それ以外の角度がとれる D のボルトとする．




（a）SZ 施工前



（b）SZ 施工後

図-3 供試体



（a）噴き付け角度 90 度



(b) 噴き付け角度 90 度以外

図-4 SZ 噴き付け角度

SZ の配合は，(亜鉛:アルミナ)=60:40，50:50，40:60 の 3 パターンである．SZ 施工時の移動速度は 5mm/s である．角度はスプレー噴射口が高力ボルトに対して 90 度（図-4(a)）の角度で施工を行うが，隣接するボルト等がある場合は，90 度の角度を確保したままの施工ができないため 90 度以外の角度で行う（図-4(b)）．

### 2.2　卓上顕微鏡(SEM)による断面観察

SZ 工法を施した高力ボルトの表面の膜厚や錆厚を計測するため，SEM（図-5）を用いて断面観察を行う．

噴き付けを行った高力ボルトを図-6 に示すように，ボルト角部で切断しエポキシ樹脂で固めて，切断面を研磨したものを供試体とする（図-6）．



図-5　走査顕微鏡(SEM)




図-6 供試体（SEM 用）

キーワード　　コールドスプレー、高力ボルト、腐食、亜鉛、角部
連絡先　〒903-0213 西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科

## ３．試験結果

3.1　90 度施工可能部の SEM による断面観察

高力ボルト角部に対し，角度 90 度を確保しながら SZ 施工を行った断面観察位置を図-7（a）に 1 パターン示す．断面観察の結果，高力ボルトの角部に 80μm の SZ 膜厚が確保できた（図-4(a)）．

3.2　90 度以外の施工での SEM による断面観察

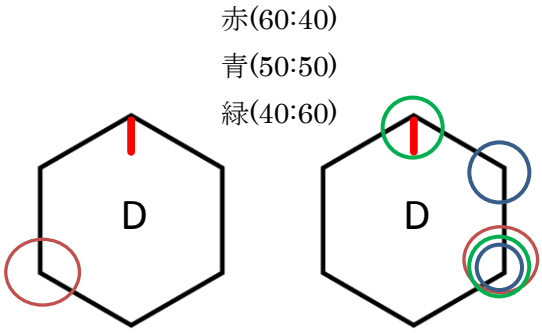
施工困難箇所のため SZ 施工時に，角度 90 度を確保できず，角度 90 度以外で SZ 施工をした断面観察を行う高力ボルトの角部の位置を図-7（b）に 5 パターン示す．高力ボルトの面に対して 90 度以外の角度で噴き付けをした場合（図-4(b)）では，十分な SZ 膜厚を確保できなかった．また，ほとんどが錆を除去することができなかった．

## ４．まとめ

SEM による断面観察では，スプレーの噴射口が高力ボルトの角部に対して，90 度で施工した場合，十分な膜厚を確保することができた．また，9 0 度以外の角度で施工した場合，十分な膜厚を確保することができなかった．錆の除去について，90 度で施工した場合は錆を除去することができたが，90 度以外で施工した場合は，錆を除去することができなかった．今後は，実橋において構造上の施工困難箇所があり，その検討を行うため，噴き付け時のスプレー噴射口の角度を変え，除錆効果や防食効果の検討を行う．

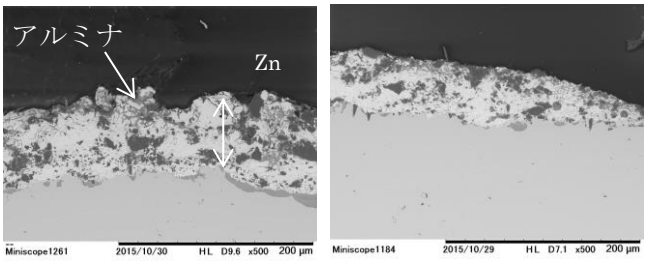
## 参考文献

1)清川昇吾ら：コールドスプレー技術で生成する金属皮膜を適用した高力ボルトの防食性能と機械的性質　日本鋼構造協会，鋼構造論文集，第 22 巻(第 85 号)：PP.133-141 2015(Mar.)



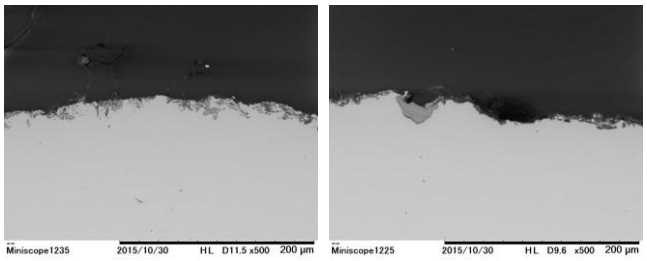

（a）90 度噴き付け位置　　（b）90 度以外噴き付け位置

図-7 SZ 噴き付け位置



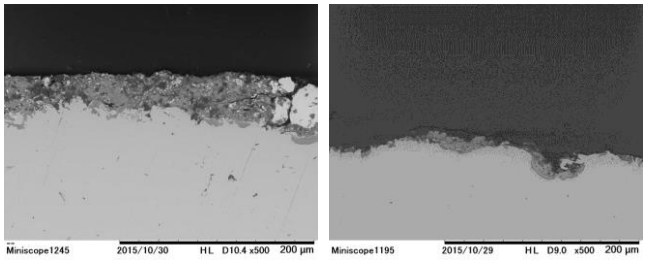

（a）角度 90 度　　（b）角度 90 度以外

図-8 角部の SEM 画像(60:40)



（a）角度 90 度以外　　（b）角度 90 度以外

図-9 角部の SEM 画像(50:50)



（a）角度 90 度以外　　（b）角度 90 度以外

図-10 角部の SEM 画像(40:60)

# Session 5：計測技術関連

# 海洋環境下で腐食した鋼管構造物における渦流計測法の適用性の検証

琉球大学大学院　学生会員　○塚原雄介，琉球大学　正会員　下里哲弘，有住康則
電源開発(株)　鷲尾朝昭，(有)TTS　中野裕二郎

## 1. 研究の背景と目的

図-1 に示すように，桟橋構造等の海洋鋼構造物には飛沫帯や大気中ではライニング防食が施されている．しかし，ライニング材内では腐食が発生しているケースがある．そのため，腐食量をライニング材外面から検査する方法が求められている．港湾鋼構造物において，従来の板厚計測機器は図-2 に示すような UT（超音波厚さ計）であるが，UT で計測する際は鋼材と接触する必要があるため，ライニング材外面から腐食量を検査ができない問題点がある．

そこで近年，図-3 に示すような渦流計を用いた非接触計測技術が使用され始めている．そこで本研究では，Pulsed Eddy Current（パルス渦流計測法，以後 PEC と記す）を用いた港湾鋼構造物への適用性の検証として，検査効率・検査精度の観点から検討を行った．

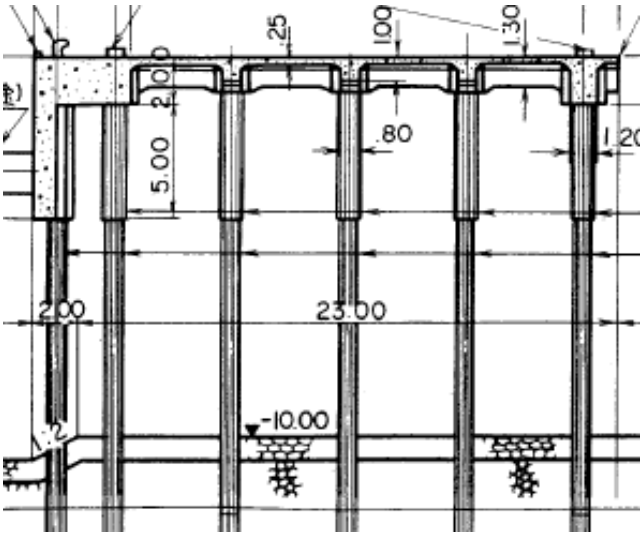



図-1　桟橋構造物のライニング防食例



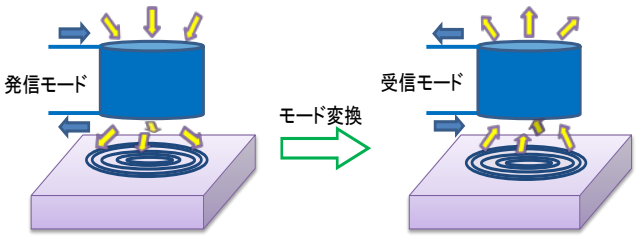
図-2　UT（従来計測機器）



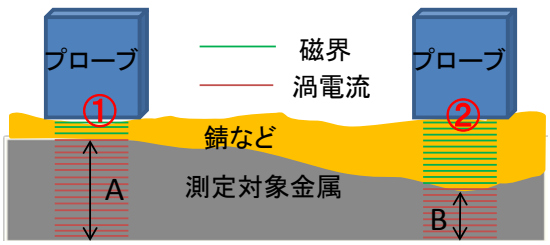
図-3　パルス渦流計

## 2. PEC の測定原理 [1)]

図-4(a)に PEC の測定モードを示す．測定モードは受信モードと発信モードに分かれる．発信モードでは，測定プローブ内のコイルに直流電流を流すことで渦電流を発生させる．次に受信モードに切り替わり，入力電流を停止させ，減衰しながら浸透する渦電流の様子をモニタリングする．この 2 つのモードを交互に行う．図より，受信モードの状態では，発信モードで対称金属表面に発生した渦電流より逆向きの磁界が発生し，コイルを貫く磁束が変化することで発生する誘導電流を信号として検出する．図-4(b)に PEC の測定原理，図-3(c)に測定波形の概略図をそれぞれ示す．図より，渦電流は衰退しながら徐々に金属内部に浸透していく．その時，検出している信号も衰退していき，渦電流が対象金属の裏側まで到達するとその信号は急速に減衰する．その点を変曲点といい，厚い金属を計測した場合は変曲点までの時間は長くなり（①地点のグラフ），薄い金属を計測した場合には変曲点までの時間は短くなる（②地点のグラフ）．板厚の大きさと変曲点までの




(a)　PEC の測定モード




(b)　PEC の測定原理

キーワード　腐食，鋼管，パルス渦流計測法，板厚検査
連絡先　〒903－0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　TEL：098-895-8666，FAX：098-895-8677

時間には相関があるため，急速な減衰までの時間を計測することによって板厚を算出することができる．

図-4(d)に PEC の仕様を示す．PEC は計測物に接触せずに計測でき，その距離 L=0~220mm，計測可能な板厚 t＝3~33mm，プロットエリアの範囲 φ＝30～250mm，精度は±10%，計測時間は 10～15 秒/点であるが，これはプローブ移動などの所要時間も含めたもので，1 点のみの単純な計測時間としては 3～5 秒程度である．

## 3. PEC 計測の適用性の検証

PEC を用いた港湾鋼構造物への適用性の検証を目的として，検査効率・検査精度の観点から検討を行った．図-5 に検討の際の計測対象の実腐食鋼管を示す．図に示す腐食により撤去された橋脚鋼管に対して，UT，キャリパーゲージ，PEC のそれぞれの計測機器を用いて残存板厚を計測し，板厚値から比較検証を行った．

### 3.1 PEC の検査効率の検証

従来用いられている UT と PEC との測定時間より，検査効率の比較検証を行った．表-1 に測定時間を示す．表より，UT は計測の前処理として表面処理が必要であり，錆こぶを除去する際に時間を要した．そのため，52 点の計測に約 10 時間を要し，1 時間当たり約 5 点を計測できる検査効率であった．また，PEC は錆こぶ上から計測が可能であり，表面処理が必要でないため，2,180 点の計測に約 7 時間を要し，1 時間当たり約 300 点を計測できる検査効率であった．以上より，PEC は UT の約 60 倍の検査効率を有していることがわかった．これは，表面処理の必要性の有無が主な要因と考えられる．

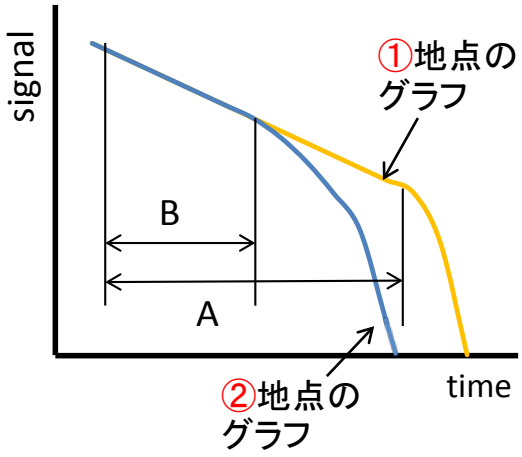
### 3.2 PEC の計測精度の検証

#### 3.2.1 照合方法

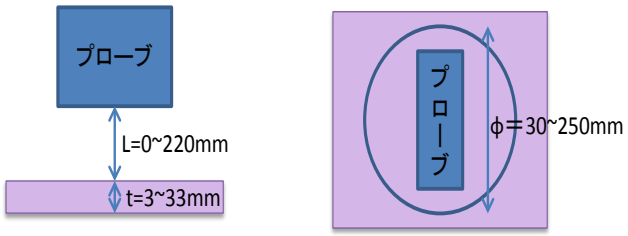
PEC の測定値の照合にはキャリパーゲージを使用した．図-5 に計測精度の検証方法を示す．図のようにまず，実腐食鋼管を PEC 測定後，切断し，切断部をブラスト処理した．ブラスト処理の前後をキャリパーゲージで計測することで，錆び厚と残存板厚を確認した．

#### 3.2.2 照合結果

図-7 に照合結果を示す．縦軸はキャリパーゲージの測定値，横軸は PEC 測定値を板厚に換算した測定値を示す．図より，さび厚さの大小に関わらず測定誤差は±10%程度となっている．また，キャリパーゲ




(c) 測定波形の概略図




(d) PEC の仕様

図-4 PEC の測定原理と仕様




図-5 計測対象の実腐食鋼管

表-1 測定時間

| | | 表面処理 | 測定時間 |
|---|---|---|---|
| UT |  | 必要 | 約10時間<br>（52点）<br>=約5点/時間 |
| PEC |  | 必要<br>無し | 約7時間<br>（2,180点）<br>=約300点/時間 |

ージとの誤差は平均で 0.53mm と小さく，比較的相関が良い結果が得られた．

### 3.3　PEC 計測値への影響検証

図-8 に PEC 計測値への影響検証を検討する際の計測試験体を示す．図より，①錆こぶ有，②錆こぶ無，③チタンライニング有りのそれぞれの場合で PEC 計測を行い，①と②の比較により錆こぶの有無の影響検証，①と③の比較によりチタンライニングの有無の影響検証を行った．

#### 3.3.1　錆こぶの有無による測定誤差

図-9(a)に PEC 計測点を示す．計測点は円周方向に 20 分割，高さ方向は 90mm ピッチ分割を基準とした．なお，RC 床版と鋼管杭の接合部付近は減肉が激しいことが目視で確認できたため，その箇所付近は高さ方向を 60mm ピッチ分割とした．図-9(b)に錆こぶ上からの計測結果，図-9(c)に錆こぶ除去後の計測結果をそれぞれ示す．図より，マップレベルで見た場合，錆こぶの有無による減肉の傾向に差異が無いことがわかる．図-10 に PEC 計測結果を示す．縦軸は錆こぶ除去後の測定結果，横軸は錆こぶ上からの測定結果をそれぞれ示す．図は 5 体の実腐食鋼管の計測点（計 1,616 点）の測定誤差の結果を示している．図より，錆こぶの有無により，－12%～11%程度の誤差が生じる結果となったが，比較的相関が高い（相関係数 0.91）ことから，錆こぶの有無による測定誤差は小さいと考えられる．

#### 3.3.2　チタンライニングの有無による測定誤差

図-11 に PEC 計測結果を示す．縦軸はチタンライニング上より測定した結果，横軸は錆こぶ上より計測した結果を示す．図より，PEC 計測値の測定誤差

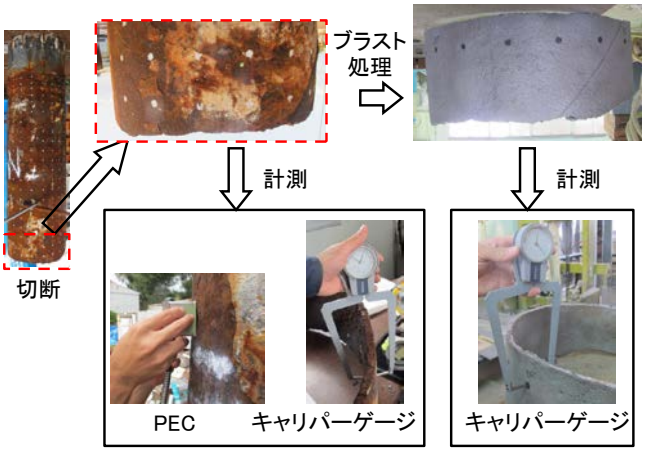



図-6　照査方法

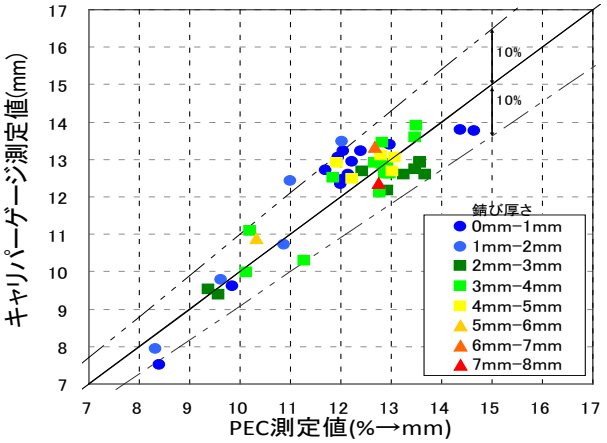
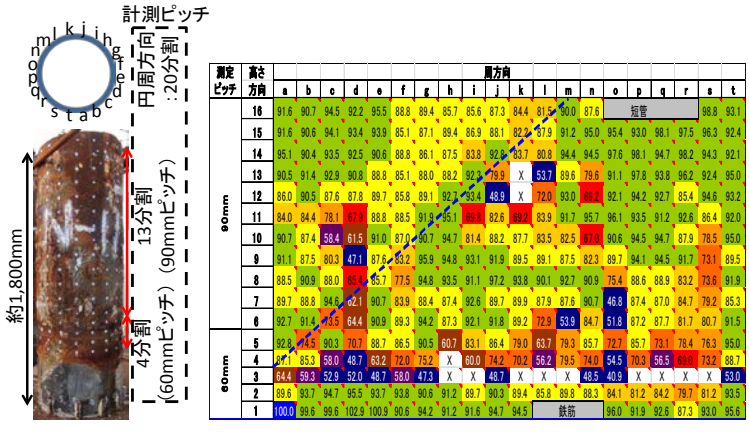



図-7　照合結果




図-8　PEC 計測値への影響検証




(a)　計測点（例）　　(b)　錆こぶ上より計測　　(c)　錆こぶ除去後，計測

図-9　PEC 計測結果　腐食分布図

は最大で 20%程度のバラツキであり，チタンライニングの有無による測定誤差は小さいと考えられる．図-12(a)に PEC 計測点，図-12(b)に錆こぶ上からの計測結果，図-12(c)に錆こぶ除去後の計測結果をそれぞれ示す．図より，マップレベルで見た場合，チタンライニングの有無による減肉の傾向に差異が無いことがわかる．

## 4. まとめ

本研究では，Pulsed Eddy Current（パルス渦流計測法）を用いた港湾鋼構造物への適用性の検証を行った．以下に本研究で得られた知見を示す．

(1) 検査効率の検証より，PEC は UT の約 60 倍の検査効率を有することがわかった．これは，表面処理の必要性の有無が主な要因と考えられる．

(2) 計測精度の検証より，PEC とキャリパーゲージとの計測誤差は 0.53mm と小さく，比較的相関が良い傾向が得られた．

(3) 錆こぶの有無による PEC 計測精度の影響検証より，マップレベルで見た場合については，錆こぶの有無に関わらず減肉の傾向に差異はみられない．1 点 1 点のデータを照合させた場合，−12%～11%程度の誤差であり，比較的相関が高いことがわかった．従って，PEC は錆こぶを透過して鋼材の板厚を検査していると考えられる．

(4) チタンライニングの有無による PEC 計測精度の影響検証より，PEC 計測値の測定誤差は最大で 20%程度である．チタンライニングの有無による測定誤差は小さいと考えられる．従って，PEC はチタンライニングを透過して鋼材の板厚を検査していると考えられる．

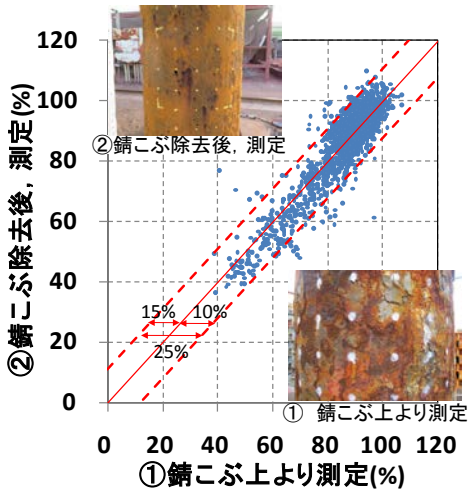



図-10 錆こぶ有無による測定誤差

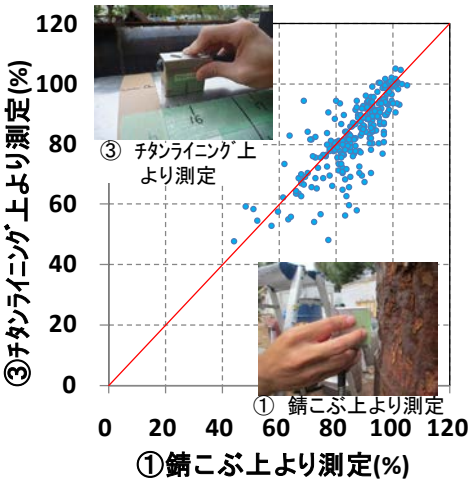
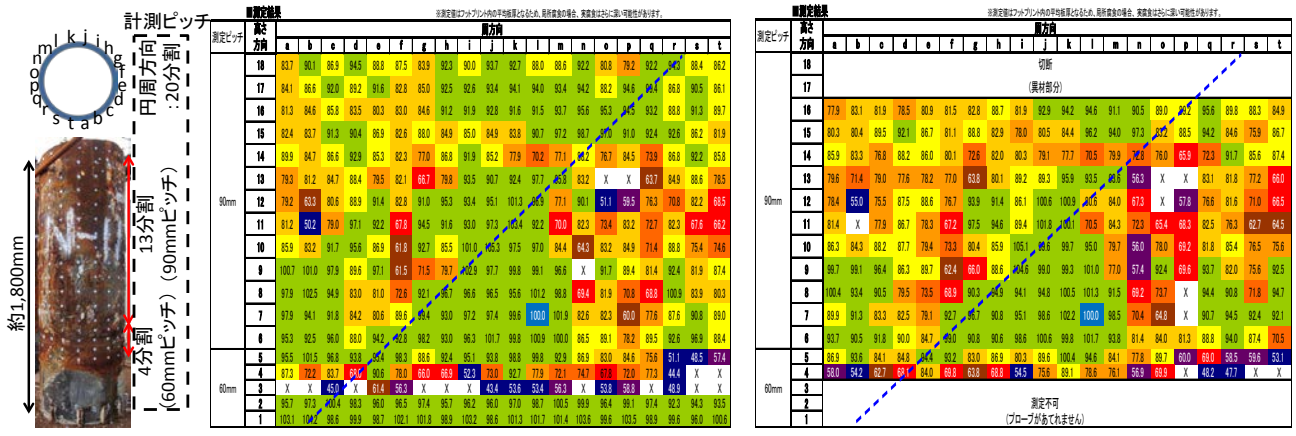



図-11 チタンライニングの有無による測定誤差

謝辞：本研究は，琉球大学と電源開発株式会社との共同研究により得られた成果の一部である．ここに記して深謝いたします．

参考文献

1) 下里，有住ら：海洋環境下で腐食した鋼管構造物における渦流計測法の適用性に関する研究，土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集，Vol.67，I-619，2014




(a) 計測点（例） (b) 錆こぶ上より計測 (c) チタンライニング上より計測

図-12 PEC 計測結果 腐食分布図

# 振動特性に基づく劣化したコンクリート橋の健全性評価手法に関する基礎的研究

琉球大学　○具志堅政泉，琉球大学大学院　吉次優祐
琉球大学　藍檀オメル，富山　潤

## 1.はじめに

高度経済成長期に建設された多くの社会基盤設備は高経年化しつつあり，それらの合理的かつ適切な維持管理が必要である．維持管理を行うにあたって，構造物の健全性を評価する必要があり，本研究では，コンクリート橋を対象に，その振動特性を利用した健全評価手法の確立を目的としている．

一般的に構造物が劣化すれば固有周波数が低下する傾向がある[1]．本研究では，ポータブル加速度計を用いて構造物の加速度を測定し，周波数解析(f：固有周波数、T：固有周期)を行い，劣化したコンクリート橋の振動特性に対する基礎的検証を行った．

## 2. 対象橋梁概要

今回研究対象とした橋梁は，沖縄本島北部に位置する**図 1** に示す 1962 年(昭和 36 年)に竣工された 4 径間 RC 単純 T 桁橋(4 連桁)である．建設から 50 年経過し，現状としては塩害劣化による損傷が激しいため通行止めの対応が取られている．

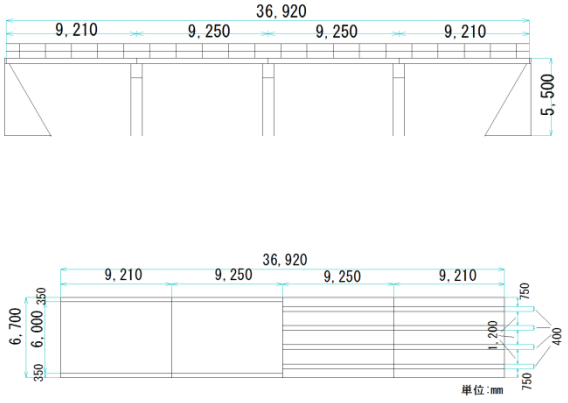



**図 1　対象橋梁概略図**

## 3. 実験概要

本研究では，構造物の振動特性を求めるために，砂袋（錘）をコンクリート桁の中央で自由落下させ，衝撃荷重を与えることで加速度を測定し，その結果をもとに周波数解析を行った．

加速度計はスパンの両端(**図 2**:黒印)，中央(**図 2**:青印）の三か所に設置した ．落下試験は 3 回行い，落下高さは全て橋面から 70cm の位置とし，重さは 30kg とした．橋梁の健全性評価には，建設初期の固有周波数，固有周期が必要であるが，対象橋梁については，それらが不明であるため，有限要素法による固有値解析(FEM 解析)から得られる固有周波数，固有周期を健全時の値とし，劣化橋梁の周波数解析結果と比較した．さらに，去年の測定データとの比較も行った．

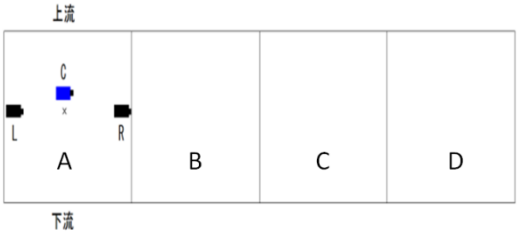



**図 2　加速度計設置箇所（橋梁平面図）**

## 4. 測定結果

ポータブル加速度計より得られた加速度を周波数解析した．**図 3** に 3 測定位置のフーリエスペクトルを示す．また，**図 4** に昨年度の測定結果との比較を示す．**図 3, 4** に示したグラフは**図 1** に示す左端の径間(A)の結果である．

**図 3** より固有周波数が f=34.3(Hz), 固有周期が T=1/f=0.029(s)であることがわかる．

**図 4** は昨年度のデータとの比較を行っており，

この図から固有周波数の変化は確認できない．したがって，この一年間では大きな変状は表れなかったと考えられる．今後も継続的な計測を行い，固有周波数の変化を調査する．

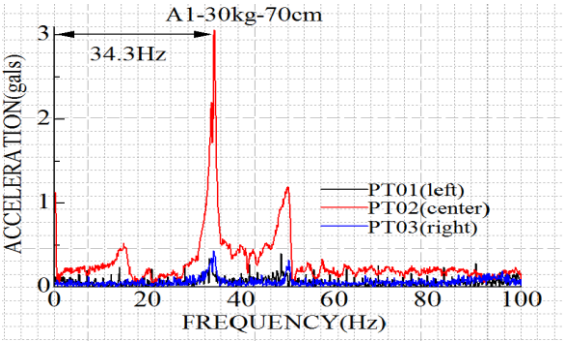



図 3　フーリエスペクトル

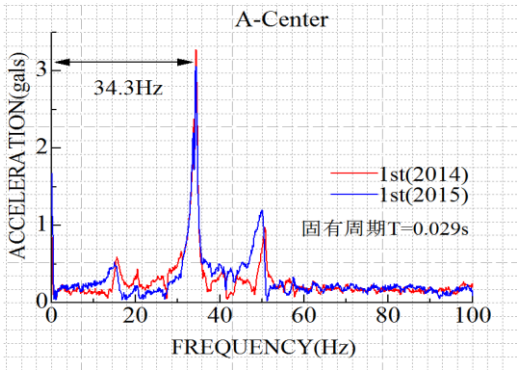



図 4　昨年度の計測結果との比較

## 5. 有限要素解析による固有値解析

対象橋梁が健全な場合の振動特性が不明であるため，FEM 解析ソフト(midas Civil)[2]を用いて，健全な場合を想定した対象橋梁が持つ振動特性を求めた．**図 5** は対象橋梁の 1 径間をモデル化したものである．境界条件は，対象橋梁の支持条件を参考に両端を面拘束とした．

図の中央部に衝撃荷重を与え，固有値解析を行い，**図 2** で示した加速度計を設置した箇所の加速度のフーリエスペクトルを求めた．なお，コンクリートの材料特性は，当時の示方書を参考に決めている．**図 6** に結果を示す．図中の黒線が FEM 解析の結果，赤線が実測結果である．この図から健全な状態の固有周波数および固有周期はそれぞれ f＝47.0(Hz)，T＝0.021(s)を得る．図 6 からわかるように実測による結果は，健全な状態に比べ固有周波数が低下していることが分かる．したがって，今回実施した落下試験の結果に基づく周波数解析と FEM による固有値解析により既存の劣化したコンクリート橋の健全性評価が行える可能性が示された．

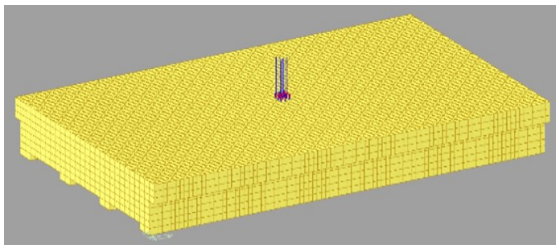


図 5 解析モデル(六面体ソリッド要素)

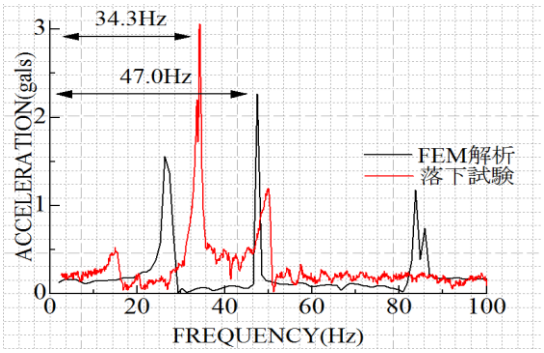



図 6　FEM 解析と落下試験の比較

## 6. まとめ

本研究では，コンクリート橋を対象に，振動特性を利用した健全評価手法の確立を目的に，劣化橋梁の振動計測結果に基づく周波数解析および FEM 解析による固有値解析を行い，比較検討を行った．その結果，構造物の振動特性を利用した健全度評価の可能性を示すことができた．

今後も継続的な測定を行い，振動特性による構造物の健全性評価の方法と評価指標の検討を行う予定である．

## 参考文献

1)　大西弘志，岡田裕昭，内田慎哉，鎌田敏郎：道路橋ＲＣ床版における疲労劣化と振動特性の関係に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1693-1698，2007

2)　midas IT Japan: http://jp.midasit.com/midasit/

# ワイヤ移動式橋梁点検ロボットの開発

株式会社 TTES　　正会員　○勝山 真規, 菅沼 久忠
八戸工業大学　　正会員　長谷川 明, 金子 賢治, 藤澤 隆介
株式会社 長大　　正会員　加藤 雅彦, 川原 将

## 1. はじめに

全国に約 70 万あるとされる橋梁の高齢化が進行しており，インフラ構造物維持管理の重要性が高まっている．平成 26 年には，国土交通省により 5 年に 1 回の橋梁近接目視点検が義務化された．しかしながら，財源や熟練技術者不足等の問題から，モニタリングや点検ロボット等の代替手段を用いた効率的な維持管理手法の開発が望まれている．

よって，本研究では橋梁の長寿命化に資することを目的として，検査の効率化・省力化・経済性向上に貢献できるワイヤ移動式の汎用橋梁点検ロボットを開発した．

本論では，橋梁点検ロボットに求められる機能的要件を明らかにし，開発したロボットの概要，実際に橋梁を点検した際の画像等を示す．

## 2. 移動方式の検討

点検ロボットに必要な条件は下記2点と考えた．

1) 多種多様な橋梁への適用が可能
2) 打音検査等の 2 次タスクを実施可能

点検の対象となる橋梁の多くは一品生産品であるため，橋梁ごとに構造が異なり，主桁・横桁・支承・橋脚等数多くの部材により複雑に構成されている．このような様々な橋種に対応可能なロボット移動方式は，**図 1** の 4 種類が挙げられる．

「A:直接接触・吸着式」の磁力や負圧吸着により橋梁下面を移動する方式は，橋梁の材質や環境に大きく依存する．例えば，磁力による接地はコンクリート橋では困難であり，負圧吸着による接地は錆や埃等の汚れにより吸引力が低下し，移動が困難となり最悪の場合落下する．「B:懸架・レール式」は，ボルト・リベット等の突起物が障害となり移動が困難となる上，曲線桁や拡幅が変化する橋梁では適用が難しい．「C:飛行式」は全ての構造で点検が可能となるが，強風環境下に晒される事の多い橋梁下面では安定した飛行を行うことは困難と想定され，落下による第三者被害が生じる可能性もある．また，反力の確保が困難であるため，打音等 2 次タスク機能の搭載が難しい．上記と比較し，「D:ワイヤ式」は，複数のワイヤにより橋梁に固定することで橋梁下面の 3 次元移動が可能であり，かつ落下の危険性が非常に低い．また，複数本のワイヤ固定によりペイロードを確保可能なことから 2 次タスクの搭載が比較的容易である．よって，本研究では「D:ワイヤ式」を採用した．

## 3. 点検ロボット概要

点検ロボット概要を**図 2** におよび**表 1** に示す．

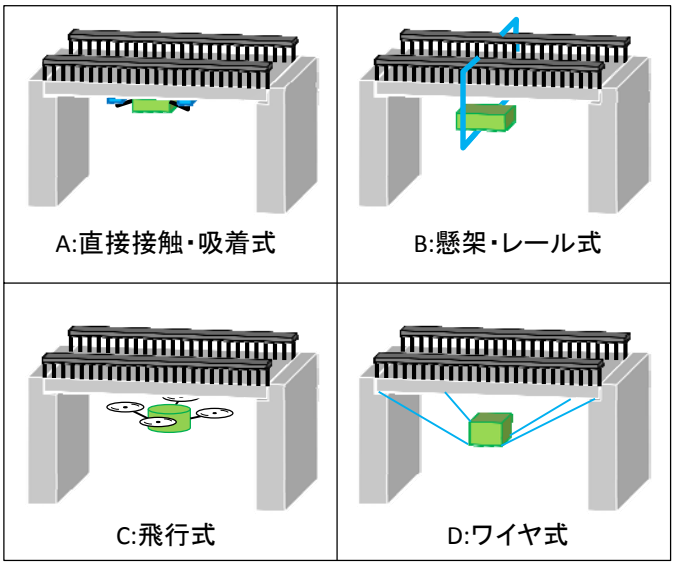



**図 1 橋梁点検ロボットの移動方式**

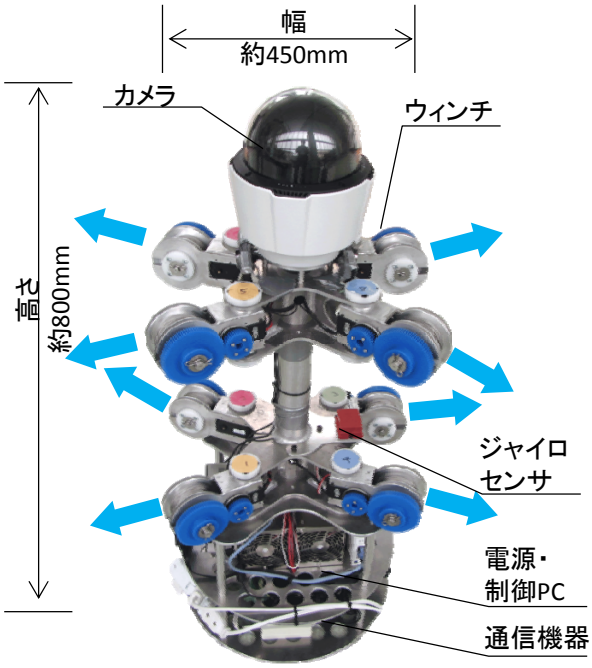



**図 2 橋梁点検ロボット概要図**

キーワード　橋梁点検，ロボット，維持管理，ワイヤ移動
連絡先　〒153-0051　東京都目黒区上目黒 3-30-8　(株) ＴＴＥＳ　TEL:03-5724-4011

ワイヤ巻き取り装置(ウィンチ)の設置箇所は機体本体またはロボット固定箇所の 2 種類が考えられるが，ロボット設置の容易性を優先し，機体本体にウィンチや電源，制御システム等を集約する構造とした．機体上部には高精度カメラを搭載している．また，ジャイロセンサを用いた動的姿勢制御メカニズムにより，強風環境下での安定した移動・画像撮影が可能となっている．

橋梁下面を安定して 3 次元的に移動するには 6 本以上のワイヤが必要とされている [1]．しかしながら，橋梁 6 箇所にワイヤを設置するのはワイヤ固定作業時間が増加し好ましくない．よって，作業時間短縮のためにワイヤ固定部は橋梁端部 4 箇所とした．また，打音検査を行う際には反力確保のためのワイヤが必要となることから，ロボット機体を 2 層構造とし，1 固定箇所あたり 2 本のワイヤ，合計 8 本のワイヤ懸垂移動機構とした(図 3)．橋梁への固定は，固定治具を橋梁端部 4 箇所に設置し，治具先端とワイヤを固定することにより行う(図 4)．

表 1 点検ロボット仕様

| | |
|---|---|
| サイズ(高さ×奥行き×幅) | 800×450×450[mm] |
| 重量 | 15[kg] |
| センサー | ジャイロセンサー×1 |
| プラットフォーム | OS: Windows8.1 |
| 通信方式 | Wi-Fi:IEEE802.11g |
| カメラ | AXIS P5635-E×1<br>広角Webカメラ×2 |
| 移動速度 | 最大10[cm/s] |

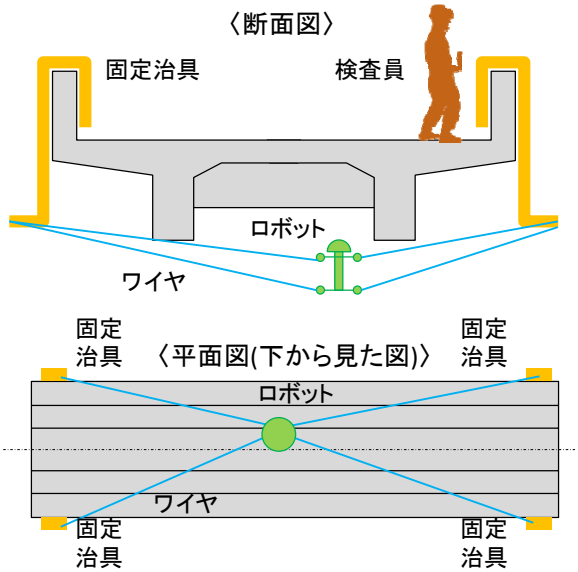



図 3 点検概要図

## 4. 実橋での試験結果

本ロボットの有効性を検証するために実橋にて複数回実証試験を行った．支間長 20m 程度の橋梁を対象とした場合，固定治具設置から点検開始までの時間は 30 分程度，画像撮影のみの点検で費やした時間は 2 時間程度であった．図 5 は風速約 10m/s 時に実証試験を行った際の床版コンクリート下面の画像であるが，ひび割れを精度よく検出できたことが確認できる．

## 5. まとめおよび今後の展望

橋梁の効率的な維持管理を目的としてワイヤ移動式点検ロボットを開発し，実橋で実証試験を実施した．今後の主な開発予定を以下に示す．

- ☑ 点検スピード等の向上を目的とした固定治具側にウィンチを設置する高出力型ロボットの開発
- ☑ 設置の容易性向上を目的とした組み立て式固定治具の開発
- ☑ 点検の効率化を目的とした橋梁下面 任意平面上のロボット自動移動プログラム，カメラ PTZ を利用したパネル間の自動撮影プログラムの開発
- ☑ 点検調書作成の簡易化を目的とした画像処理によるひび割れ幅，長さ等の自動判別プログラムの開発




図 4 点検時 治具設置状況

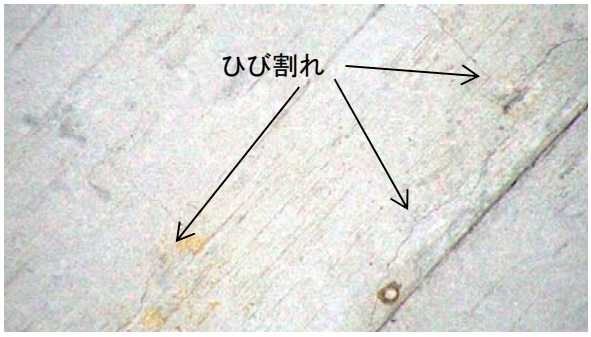



図 5 点検ロボットが撮影した床版ひび割れ写真

## 参 考 文 献

1) J. Albus ら:"The NIST ROBOCRANE"Journal of Robotics System, Vol.10, No.5, pp.709-724, 1993

2) 秋元ら:"洗浄機能を有したワイヤ移動式橋梁検査ロボットの開発", 土木学会東北支部技術研究発表会, 2014

# 照明柱の健全度評価に関する非破壊法の基礎研究

琉球大学　○栗原郁弥
琉球大学　正会員　富山潤，藍檀オメル，渡嘉敷直彦

## 1. はじめに

近年ユティリティーポール(電信柱, 照明柱, 標識，信号柱）の転倒などの事項が増加している．特に台風や強風による風荷重と別に，材料の劣化や疲労などはその転倒要因になっている. 特に共振現象と繰り返し風荷重による疲労破壊も大きな課題になっている．したがって，ユティリティーポールの健全さを評価する非破壊的な手法が不可欠である. 本研究で照明柱に着目し，非破壊的調査を開発するため，自由振動, 強制振動および常時微動法の適用性を検討し，得られた計測結果の分析を行った.

## 2. 研究の目的

非破壊検査とは，対象物に損傷を与えずに，その内部の傷や表面の傷, あるいは劣化の状況を調べだす検査技術のことである. 非破壊検査法として, 構造物の振動特性の計測が用いられる手法が多い．この手法の場合，構造物の固有周波数 f あるいは固有周期 T が求められる. 一般的に構造物が劣化すると固有周波数が低下する傾向がある．本研究で加速度計，常時微動計測器を用いて柱の周波数解析による基礎的検証を行った.

## 3. 実験概要

今回の研究対象照明柱は本部町瀬底大橋にある平成20年と平成26年に竣工された照明柱各 2 本である. 図-1 に示す中央二つ目の柱（本部側）は共振していることが現場調査で確認された．下記の現場計測を実施した（図-2）.

1）風による振動計測：サンプリング間隔：2ms で長時間計測（400 秒）.

2）常時微動計測器（SPC51，PicRECORD）による計測（サンプリング間隔：10ms）.

3）加速度計を用いて人力，風による自由振動の計測（サンプリング間隔：2ms）.




図-1　対象照明柱の位置




図-2　計測の種類

## 4. 測定結果と考察

測定した加速度記録を用いて照明柱の固有周波数（固有周期）を求めた．図-3 は H20 年の柱に対してフーリエスペクトルを示す．H20 年の柱の場合, 長軸および軸方向の固有周波数は短軸方向に比べて，若干高い値を示す.

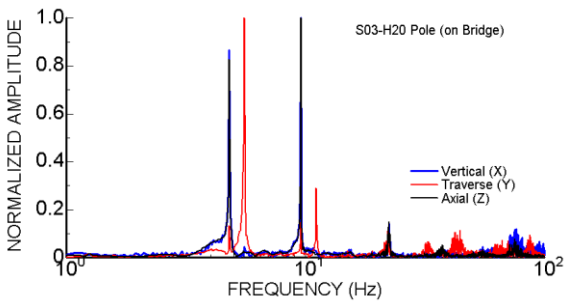



図-3　H20 年の照明柱のフーリエスペクトル

次に H26 年の照明柱に対して測定した加速度記録を用いて柱の固有周波数（固有周期）についてフーリエスペクトルを求め，その結果を**図-4** に示す．H26 年の照明柱の場合，3 方向の固有周波数はほぼ同様であり，その値は 7.7H z である．この値は H20 年の柱のものと比較すると，約 1.36 場合である．

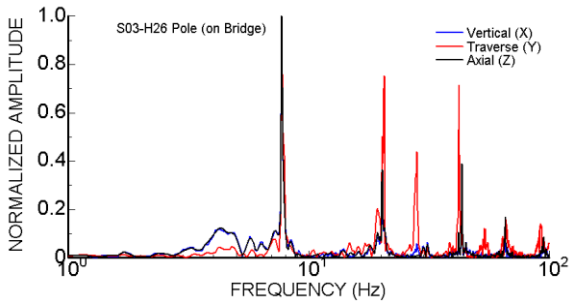



**図-4　H26 照明柱のフーリエスペクトル**

**図-2** に示したように，H26 年の柱について，人力による自由振動，風による強制振動および常時微動（PicRecord；SPC51）によって振動計測を行い，各波形のスペクトル結果を**図-5** に示す．第 1 モードに関して，各手法から得られる値はまったく同じである．しかし，第 1 モードより高いモードに関して，人力による自由振動で有効的であると言えよう．

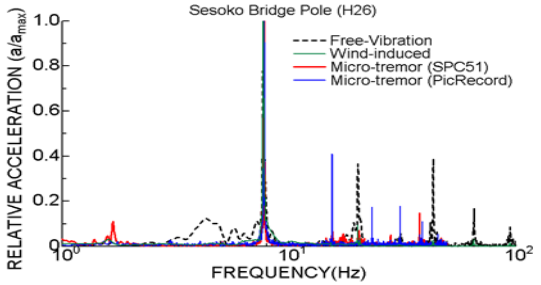



**図-5 各手法によるフーリエスペクトルの比較**

瀬底大橋の中央二つ目の照明柱（本部側）は共振していることが現場調査中に確認されたため，その柱について，2 回 400 秒の計測を行うこととした．**図-6** は共振していない時の加速度記録を示す．一方，**図-7** は柱が計測中に 2 回共振した際の加速度記録を示す．共振現象は風速が約 2.3m/s を超えると発生していた．共振発生していない場合の最大加速度の値は 120gals 以下であるが，共振時にその値は 900gals を超えた．

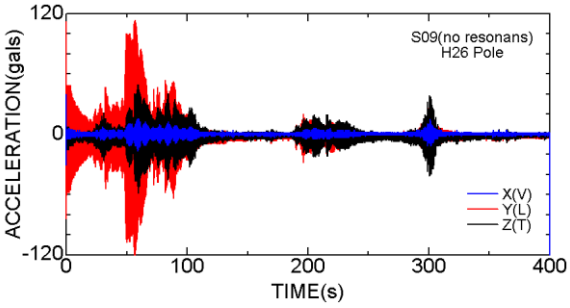



**図-6　共振していない時の加速度記録**

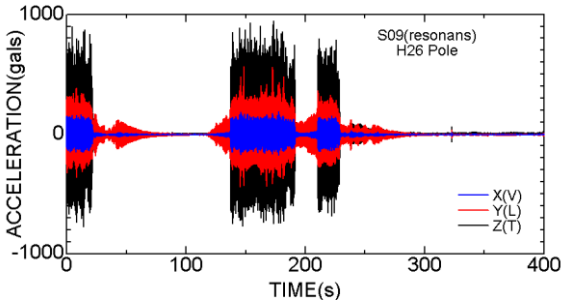



**図-7　共振時の加速度記録**

**図-8** は照明柱の通常時と共振時の加速度記録より得られたフーリエスペクトルを示す．基本的に第 1 モード関して，まったく同じ値が得られているが，共振していない場合に第 2 モードも見受けられる．言い換えれば，照明柱は第 1 モードで共振していると判断できる．

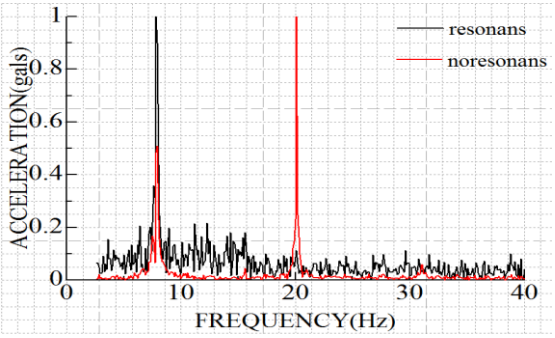



**図-8　照明柱の通常時と共振時の加速度記録のフーリエスペクトルの比較**

## 5. まとめ

本研究では様々な手法で照明柱の周波数解析を行い，結果を比較した．その結果どの測定方法でも同様な結果が得られ，ユティリティーポールの健全さを評価することが可能である．

# アルカリシリカ反応のペシマム現象に関する数値解析的基礎検討

琉球大学　○布木勇人，富山　潤，藍檀オメル，琉球大学大学院　吉次優祐

## 1.　はじめに

コンクリート劣化要因の一つにアルカリシリカ反応（ASR）がある．ASR の劣化メカニズムは，コンクリート中のアルカリ水溶液とある主の反応性骨材が反応し，アルカリシリカゲルを生じ，そのアルカリシリカゲルが吸水膨張することで，有害なひび割れが生じる．しかし，反応性骨材が多いほど大きな膨張を示すわけではなく，反応に必要なアルカリ水溶液の量にも関係する．つまり，反応性骨材と非反応性骨材のある割合によって大きな膨張を示す場合がある．この現象をペシマムという．

反応性骨材と非反応性骨材のペシマム混合率を解明することができれば，反応性骨材を安全に使用できる混合率を見出すことができる．

そこで本研究は，ペシマム現象について，数値解析的なアプローチにより，基礎的な検討を行った．数値解析手法としては，損傷力学モデルを導入したボクセル有限要素解析手法 [1] を用いた．

## 2.　解析手法の概要

連成解析の手順を図-1 に示す．まず，非定常拡散問題を解きアルカリイオンの空間分布を解析する．次に，イオン濃度の空間分布の解析結果から ASR 膨張モデルを用いて膨張力を決定する．このとき，膨張力によって引張応力が限界値に達した領域をひび割れと判断する．ひび割れと判断された領域の拡散係数は損傷程度に応じた拡散係数に置き換える．これらの手順を繰り返すことで，イオン拡散およびひび割れ進展解析の連成解析を行う．

### 2.1 損傷力学モデルの概要

損傷モデルでは連続体損傷力学を導入し，損傷変数 $D$ を用い，要素剛性を段階的に減少させるモデルである．

損傷変数は 0≦D≦1 であり，D=0 のときには健全な状態を示し，D=1 は最終的な破壊状態を表す．損傷に伴う微小空間の発達は材料の剛性低下を引き起こすため，本研究では弾性係数の低下によって損傷状態を表す．

$$D=(E_0-E)/E_0 \tag{1}$$

ここで，$E_0$ は非損傷状態の弾性係数，E は損傷後の弾性係数である．$\mathbf{C}^e$ を等方弾性テンソルとすると，損傷を考慮した材料構成則は以下のように規定される．

$$\boldsymbol{\sigma}=(1-D)\mathbf{C}^e\boldsymbol{\varepsilon} \tag{2}$$

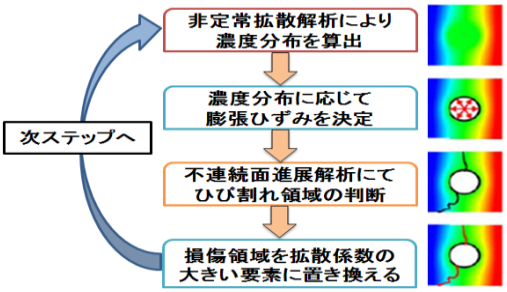



図-1　連成解析の流れ

### 2.2　イオン拡散モデルおよび膨張モデル

#### (1) ひび割れた要素の拡散係数モデル

ひび割れた要素の拡散係数 $k$ は，損傷パラメータに応じ大きくし，ある一定量 $\alpha$ になると収束するとした式(3)のモデルを提案する（図-2 (a) 参照）．

$$k=k_0+\alpha\{1-\exp(-\beta\times D)\} \tag{3}$$

ここで，$k_0$ は健全時の拡散係数，$\alpha$ は $k$ の収束値を表現する係数，$\beta$ は拡散係数の最大値への収束速度を表現する係数，$D$ は損傷係数である．

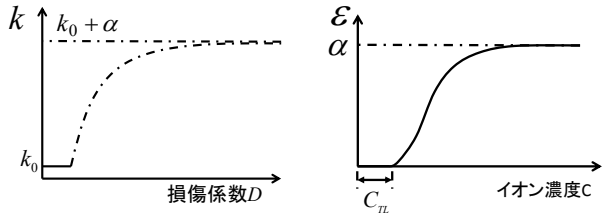
#### (2) 膨張モデル

ASR 膨張は，反応生成物である ASR ゲルの吸水膨張によるものであるが，本研究では，ASR ゲル量がイオン濃度に比例すると仮定し，また，ASR ゲル生成後，吸水膨張までの潜伏期を考慮

した式(4)に示す等方ひずみ $\varepsilon$ を膨張モデルとして提案する（図-2（b）参照）．

$$\left.\begin{array}{l} C_{alkali} < C_{TL} \quad \varepsilon = 0 \\ C_{alkali} >= C_{TL} \quad \varepsilon = \alpha\{1 - \exp(-\beta(C_{alkali} - C_{TL}))\} \end{array}\right\} \quad (4)$$

ここで，　は膨張量の最大を表現する係数，　は膨張速度を表現する係数，$C_{alkali}$ はイオン濃度，$C_{TL}$ は閾値である．




（a）拡散係数モデル　　（b）膨張モデル

図-2　ひび割れ要素の拡散係数・膨張モデル

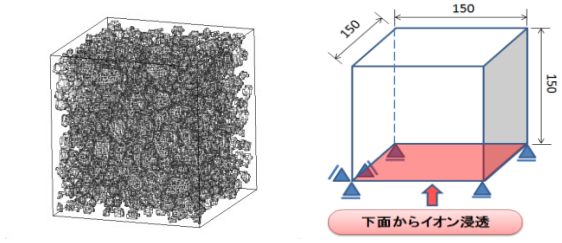
## 3. 数値解析例

### 3.1 ペシマムを考慮可能な粗骨材モデル

本研究では，ペシマム混合率をモデル化するために図-3(a)に示すように粗骨材を考慮可能なボクセルモデルを構築し，さらに反応性骨材と非反応性骨材の割合を任意に決定することを可能とした．

### 3.2 解析条件

150×150×150(mm)のボクセルを三方向に各75 分割し，2×2×2(mm)のボクセルで形成されたボクセルモデル(421875 要素)を使用する．時間刻みは 0.5day と設定した．図-3(b)のような拘束条件と一面からのイオン浸透を想定した条件を採用した．モルタル，骨材の拡散係数はそれぞれ 1mm2/day, 0.5mm2/day とした．

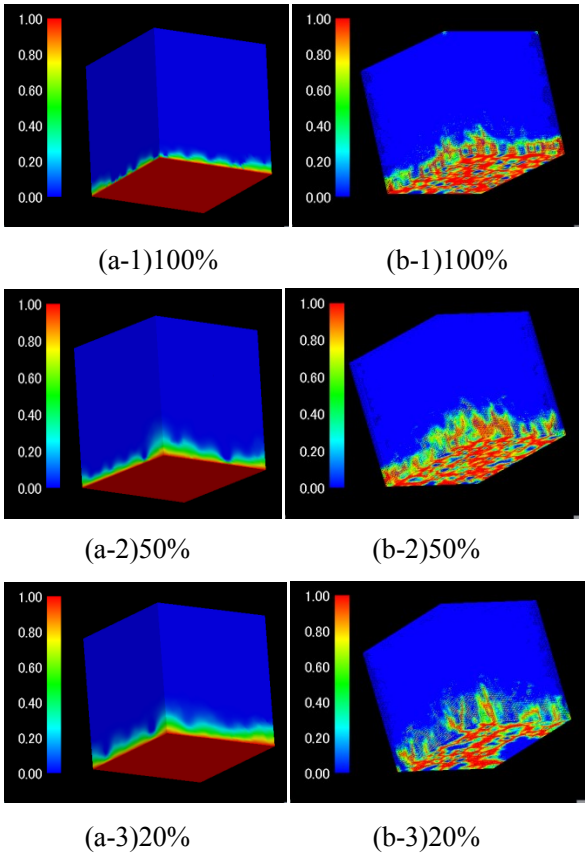



（a）コンクリートモデル（骨材分布）　（b）拘束条件およびイオン浸透条件

図-3　コンクリートモデル概要

## 4. 結果および考察

図-4 に反応性骨材 100%，50%，20%の 150 日目の結果を示す．イオン拡散について，反応性骨材の割合を減少させるほどイオン浸透容積が増加しているのが確認できる．これは，反応性骨材の割合が小さいほどアルカリの消費量が小さく，内部までより早く拡散現象が進んだと考えられる．損傷進展については，反応性骨材の割合が増加するほど下面の損傷度合が激しいことが分かる．しかし，損傷領域の観点から見ると，反応性骨材が減少するほど損傷領域は上部へ拡大しているこが確認でき，本手法によりペシマム現象の再現が可能であることが示された．




(a-1)100%　　(b-1)100%

(a-2)50%　　(b-2)50%

(a-3)20%　　(b-3)20%

図-4 (a)イオン拡散分布，(b)ひび割れ損傷図

## 5. 結論

本研究では，ASR のペシマム現象について，数値解析的に検討を行った．その結果，本手法によりペシマム現象の解明が可能であることが示された．今後詳細な検討を行う．

## 参考文献

1)富山潤，浅井光輝，久保善司：損傷力学ベースボクセル FEM を用いたアルカリシリカ反応の膨張挙動に関する基礎研究，土木学会第 18 回横領力学シンポジウム講演概要集,pp.199-200,2015.5

# 劣化したコンクリート橋梁の振動特性評価に関する基礎研究

琉球大学大学院　○吉次優祐，琉球大学　富山潤, 藍檀オメル, 渡嘉敷直彦
日本ピーエス　松浦葵，沖縄県　平田淳貴

## 1. はじめに

沖縄県は亜熱帯海洋性気候に位置し，高温多湿な環境である．また，四方を海に囲まれているため，構造物に対して過酷な塩害環境であり，構造物の劣化速度が早いことが知られている．近年，構造物の維持管理を行う上で，非破壊的な手法を用いた高精度な健全度評価法の確立が望まれる．

本研究では，構造物の振動特性を利用した健全度評価法の確立を目的に，劣化した構造物の振動計測を行い，その可能性を検討した．

## 2. 対象構造物

対称橋梁は図 1 に示す国頭村伊地に位置する 1989 年（平成元年）の 3 月に架設されたプレテンション PC 橋（6 連桁）である．供用 25 年が経過し ASR によるものと思われる劣化（橋軸方向に沿ったひび割れ幅最大 4mm）が顕著に表れ，耐久性，耐荷性能の低下が懸念される．

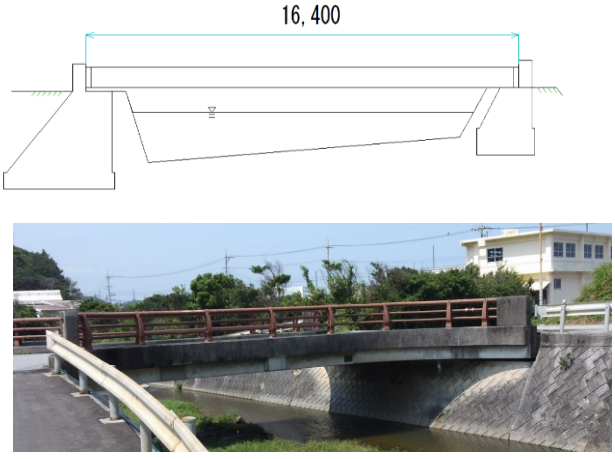



図 1　対象橋梁概略図

## 3. 構造物の振動計測概要

構造物の振動特性より，構造物の健全度を評価できることが報告されている [1]. 一般的に構造物が劣化すれば固有周波数が低下する傾向にある [1]. 構造物固有の振動特性である固有周波数(f)と固有周期(T)を計測することで，構造物の健全度の評価を行う．本研究では，衝撃荷重を利用した加速度計測定および常時微動計測から得られる加速度を測定し，周波数解析を行った．

### 3.1 衝撃荷重を用いた振動計測

衝撃波を用いた測定では，砂袋を対象橋梁の中央，各主桁上部で自由落下させることで衝撃荷重を与えた．振動計測は加速度計を用いた．加速度計は各主桁の下部 6 か所に設置し測定を行う．落下高さは全て地面から 70cm の位置とし，重さは 30kg で測定を行った（図 2 参照）．

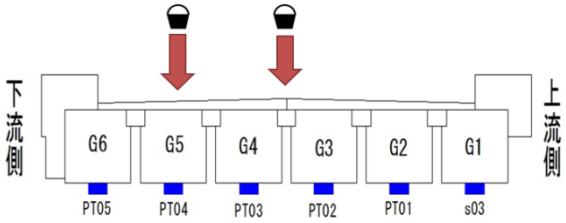



図 2　加速度計設置箇所

### 3.2 常時微動計測

地盤を含む地球上の物体すべては，常に小さく揺れている．これを常時微動という．常時微動を計測することで，物体の振動特性を知ることができる．本研究では，橋梁の常時微動を PicRecord により計測し，周波数解析を行い，橋梁の振動特性を求めた．測定は図 2 の G1・G6 地点で行った．常時微動計測の長所は前述のような衝撃荷重を与える必要がなく，供用中の橋梁でも測定が可能である．短所としては微振動であるためノイズ等が混入しやすく，正しいデータが取れないことがある [2].

## 4. 測定結果

### 4.1 衝撃波を用いた振動計測

砂袋を橋梁中央，G5 上部から落とした際の各桁のフーリエスペクトルを図 3 および図 4 に示す．これよりどちらのケースおよび位置でも固

有周波数 f＝6.71Hz，固有周期 T＝1/f＝0.149s と同程度の数値となることがわかる．また，加速度計計測ではどの位置で衝撃波を与えても対象橋梁の持つ振動特性は変化しないことがわかる．

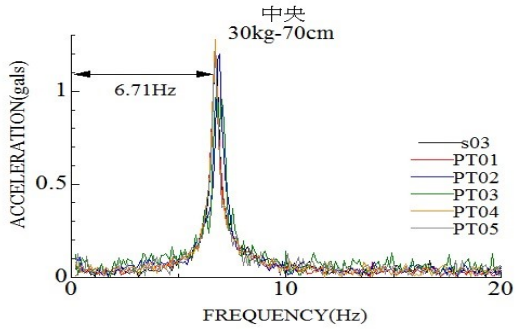



図 3　フーリエスペクトル(橋梁中央)

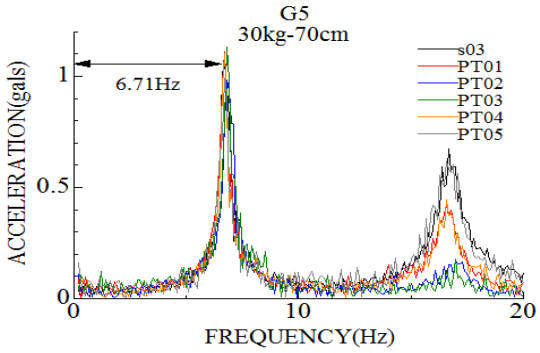



図 4　フーリエスペクトル(G5)

### 4.2 常時微動解析

図 5，図 6 に G1，G6 の計測地点における常時微動より得られたフーリエスペクトルを示す．これより，対象橋梁の固有周波数 f は G1 で 6.98Hz，G6 で 6.89Hz となり，ほぼ同じ値が得られた．また，複数回計測を行っても振動特性は変化しない．最後に，加速度計計測と常時微動計測の結果を比較すると図 7 のようになる．図より，加速度計測と常時微動計測の周波数解析の結果は同じといえる．

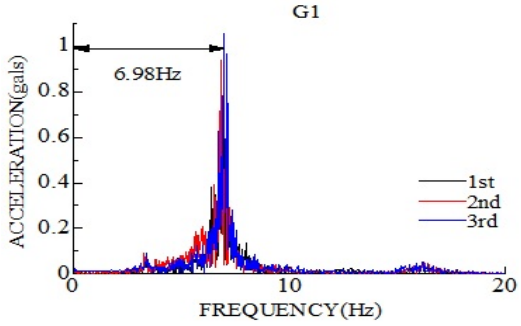



図 5 フーリエスペクトル(G1)

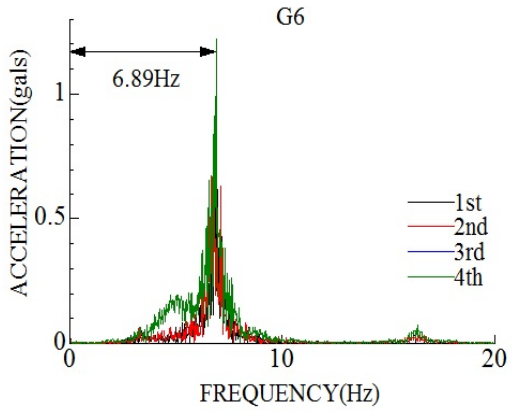



図 6　フーリエスペクトル(G6)

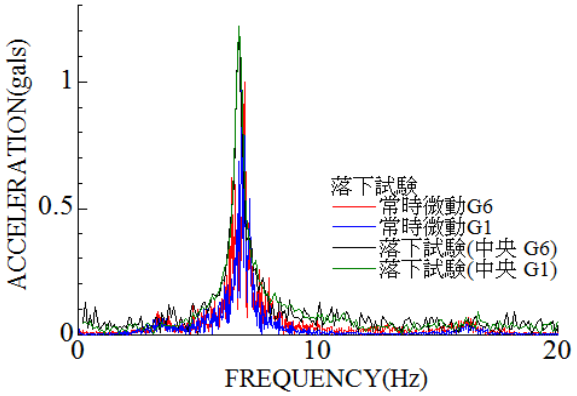



図 7　フーリエスペクトル(比較)

### 5. まとめ

本研究では，実橋梁に対して衝撃荷重を用いた振動計測および常時微動計測をもとに周波数解析行い，橋梁の振動特性を評価した．得られた知見および今後の課題を以下に示す．

(1) 両方法により得られた振動特性は同等であることが確認でき，いずれかの方法を用いることで，構造物の振動特性を評価可能である．

(2) 今後は，さらに多くのコンクリート橋梁の振動計測を実施し，振動特性を利用した健全度評価法の確立を目指す．

### 参考文献

1) 加藤ら:PC 橋梁の破壊に伴う振動性情の変化に関する実験的研究，土木学会論文集大 341 号，pp.113-118,1984.1

2) 小林ら:プレストレスコンクリート T 桁橋の振動計測(計測手法に関する検討)，プレストレスコンクリート技術協会　第 20 回シンポジウム論文集，pp.465-468,2011.10

# 沖縄県内陸部におけるフライアッシュコンクリートの中性化耐久性検討

(一財) 沖縄県建設技術センター　○山城　正吾　　アール・アンド・エー　風間　洋

## 1.　はじめに

沖縄県では，コンクリート用骨材の海砂が遅延膨張性の ASR を示すことが確認されており [1)]，伊良部大橋などの高耐久性構造物に対してフライアッシュコンクリート(FAC)が用いられている [2)]．しかし，フライアッシュ(FA)を内割配合した FAC は，一般に普通コンクリート(NC)に比べ中性化の進行が早いとされており，その使用は海上架橋のような構造物に限られてきた．ここで，沖縄県内の火力発電所の殆どは石炭火力であり，産出する FA はその多くが海上埋め立て処理されている．そのため，沖縄県では，FA の有効利用を考えており，FAC の内陸部での適用可能性を検討している [3)]．

このため，本研究では，伊良部大橋下部工で用いられた FAC を用いた供試体を作製し，中性化促進試験を行い，中性化速度係数を求めた．また，同時に透気係数試験を行い，FAC における両者の関係を確認した．

さらに，沖縄本島内陸部の交通量の多い箇所での $CO_2$ 濃度観測を実施し，そのデータを用いて内陸部での FAC の中性化耐久性抵抗を将来予測した．

なお，本研究は，風間ら [4)]の研究に追加試験を行い，新たな結果が得られたのでとりまとめたものである．

## 2.　実験計画

### 2. 1　実験概要

#### (1) 試験体概要

本試験に用いる供試体のコンクリート配合は，伊良部大橋下部工 27N/mm$^2$ および 36N/mm$^2$ の FAC 配合とその比較のための NC 配合である（**表-1**）．中性化促進試験に用いた供試体の模式図を**図-1** に示し，諸元を以下に述べる．

- 供試体寸法：15×15×53 ㎝
- 供試体個数：4 配合×3 本＝12 体
- 配　　筋：無筋
- 供試体塗装：両側面以外の 4 面を塗装

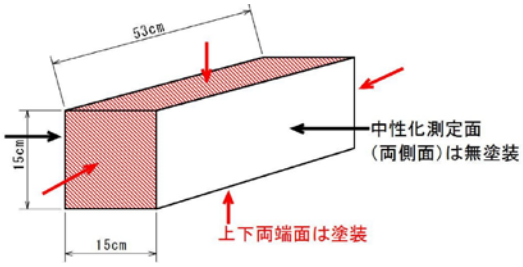



**図-1　供試体模式図**

#### (2) 中性化促進試験

中性化促進試験は，JIS A 1153 に従い行った [5)]．試験項目及び打設後材齢は，以下の通りである．なお，67 週の測定は，JIS A 1153 には規定されていないが，透気

**表-1　供試体打設を行ったコンクリートの配合**

| 配合記号* | 配合条件 | | | | 単位量(kg/m$^3$) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ｽﾗﾝﾌﾟ | 空気量 | 水結合材比 | 細骨材率 | 水 | 結合材 | | 細骨材 | | | 粗骨材 | | 混和剤 AD | |
| | | | W/(C+F1) | (s+F2)/a | W | ｾﾒﾝﾄ C | ﾌﾗｲｱｯｼｭ** F1 | 海砂 S1 | 砕砂 S2 | ﾌﾗｲｱｯｼｭ** F2 | 2005 G1 | 4020 G2 | 高性能AE減水剤 (C×%) | AE助剤 (C×%) |
| | (cm) | (%) | (%) | (%) | | | | | | | | | | |
| 27N-U0F0 (27NC) | 12 ±2.5 | — | 49.5 | 39.4 | 156 | 315 | 0 | 434 | 294 | 0 | 687 | 458 | 0.45*** | 0.0015 |
| 27N-U65F25 (27FAC) | | | | 38.6 | | 250 | 65 | 406 | 274 | 25 | 690 | 460 | 0.475 | 0.0015 |
| 36N-U0F0 (36NC) | | | 39.0 | 35.4 | 157 | 403 | 0 | 312 | 316 | 0 | 701 | 468 | 0.75 | 0.0089 |
| 36N-U80F20 (36FAC) | | | | 35.4 | | 323 | 80 | 296 | 300 | 20 | 693 | 462 | 0.90 | 0.0015 |

＊ 配合の読み方 ： 27N-U65F25は，27N/mm$^2$，内割65kg/m$^3$，外割25kg/m$^3$ の意味，（ ）内は略称
** フライアッシュは，沖縄県石川火力発電所産，JIS Ⅱ種灰使用
*** 27N-U0F0配合のみノーマルタイプのAE減水剤，他は高機能形AE減水剤

キーワード：フライアッシュコンクリート，中性化促進試験，透気係数試験，$CO_2$ 観測，中性化進行予測
〒902-0064　那覇市寄宮 1-7-13　（一財）沖縄県建設技術センター試験研究部　TEL．098-833-4196

係数試験用の供試体が残ったため，約一年間中性化促進試験機内に残置し，中性化量を測定した．

- コンクリート打設：平成 25 年 1 月 24 日
- 脱　　型：3 日
- 強度確認材齢：7 日，28 日
- 標準養生：脱型～4 週
- 恒温恒湿養生：5～8 週
- 表面樹脂塗装：8 週中に実施
- 促進期間：9 週目～67 週
  (促進試験器内静置材齢：1 週～59 週)
- 測定材齢：9，12，16，21，28，34，67 週
  (促進試験内静置材齢：1，4，8，13，20，26，59 週)

### (3) 透気係数試験

コンクリートの透気係数試験は，コンクリートの緻密性を直接的に評価できる指標であり，中性化試験結果と高い相関性があるとされている[6]．しかし，これらの相関性は NC におけるものであり，FAC での研究は少ない．よって，FAC の中性化進行を透気係数試験により把握できる可能性を探るため，本試験用供試体を各配合 1 体，計 4 体を作製して中性化促進試験器に入れ，中性化試験時に透気係数も同時測定した．透気係数測定方法は，Torrent 法（ダブルチャンバー法）により行い，供試体は中性化促進試験に用いたものと同じとする．**表-2** には，透気係数の評価区分を示し，式（1）および式（2）には透気係数 k および測定深さ L の推定式を示す[7]．

**表-2　透気係数評価方法**[7]

| 透気係数 KT($\times 10^{-16}m^2$) | 0.001～0.01 | 0.01～0.1 | 0.1～1 | 1～10 | 10～100 |
|---|---|---|---|---|---|
| 透気性グレード | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 透気性評価 | 優 | 良 | 一般 | 劣 | 極劣 |

$$k = 4\left\{\frac{Vc(dP_1/dt)}{A(P_a^2-P_1^2)}\right\}^2\frac{\mu P_a}{\varepsilon}\int_0\left[1-\left(\frac{P_1}{P_a}\right)^2\right]dt \qquad (1)$$

$$L(t) = \left\{\frac{kP_a}{\varepsilon\mu}\int_0\left[1-\left(\frac{P_1}{P_a}\right)^2\right]dt\right\}^{1/2} \qquad (2)$$

ここに　k：透気係数(m²)
　　μ：空気の粘性係数(Nsm$^{-2}$)
　　Vc：測定空気量(m³)
　　ε：コンクリートの空隙率(m³/m³)
　　A：チャンバー断面積(m²)
　　P1：内側チャンバー内の圧力（時間関数）(Nm$^{-2}$)
　　$DP_1/dt$：時間 t の導関数(Nm$^{-2}$sec$^{-1}$)
　　Pa：大気圧(Nm$^{-2}$)
　　L：試験により影響をうけた概略深さ（時間 t の関数）(m)

## 3.　将来予測手法

### (1) $CO_2$ 濃度観測

$CO_2$ 濃度は，中性化進行予測の指標となるため，沖縄本島内陸部の交通渋滞個所において $CO_2$ 濃度を観測した．観測場所は，沖縄地方渋滞対策推進協議会において「地域の主要渋滞箇所」に選定され[8]，1km あたりの渋滞損失時間が県内第 4 位[9]で，更に降雨が直接かからない国道 330 号那覇市安里の沖縄都市モノレール安里駅下の中央分離帯(P369 橋脚)とした(**写真-1**)．

また，この場所と比較するために $CO_2$ 濃度が低いと考えられる琉球大学暴露試験場においても同様の観測を行った(**写真-2**)．観測に用いた $CO_2$ 濃度計 TR-76Ui-H の諸元を**表-3** に示す．




**写真-1　安里駅下の中央分離帯 P369 橋脚**



**写真-2　琉球大学暴露試験場**

表-3　$CO_2$ 濃度計の諸元 TR-76Ui-H の諸元

| | |
|---|---|
| 測定対象 | $CO_2$ 濃度（ppm）、温度（℃）、湿度（%RH） |
| 測定範囲 | 0～9,999ppm |
| 分解能 | 最小1ppm |
| 精度 | （±50ppm＋読み値の5%） |
| 測定方法 | NDIR方式（非分散型赤外線吸収法） |

### (2) 中性化速度係数による評価法

$CO_2$ 観測を行った内陸部における中性化進行予測は，促進中性化速度係数を用いた予測式 (3) により予測中性化（A）を求める．同式は，断面 10×10cm 供試体で促進中性化試験を行って求められた中性化速度係数を用いた予測式であるため[10]，本試験では断面 15×15cm 供試体により求めた中性化速度係数から補正している．また，$CO_2$ 濃度は，$CO_2$ 濃度観測を行っている那覇市内交通渋滞箇所の最高観測値を用いる．

なお，中性化促進試験の条件は，温度 20±2℃，相対湿度 60±5%，$CO_2$ 濃度 5±0．2%で行うが，$CO_2$ 観測を行う那覇市平均気温 23．1℃，年平均相対湿度が 74%であり[11]，中性化進行を抑制する相対湿度が促進試験環境より高い．よって，促進試験で求めた中性化速度係数を用いて那覇市安里における中性化進行予測を行うことは危険側の予測となるが，構造物の維持管理にとっては，危険側での予測が良いと考え，これを用いて予測した．

$$A = A_{size} \times A_{mcure} \times A_{tcure} \times A_{tdry} \times A_{tem} \times A_{HU} \cdot A_{CO2} \quad (3)$$

ここに

$A_{size}$　：断面 15×15cm の場合，0.94

$A_{mcure}$　：封緘養生の場合，108

$A_{tcura}$　：0.97（0．8/$t_{cure}$+1）

$t_{cure}$　：養生期間（日）

$At_{dry}$ =（$t_{dry}$+157）/185

$t_{dry}$　：乾燥期間（日）

$A_{tem}$ =（Tem+27.3）/47.3

$T_{em}$　：促進試験温度（℃）

$A_{HU}$ = Hu(100-Hu)×(140-Hu)/192000

Hu　：促進試験湿度（% R.H.）

$A_{CO2}$ =( $CO_2$/5)$^{0.5}$

$CO_2$　：炭酸ガス濃度（%）

## 4.　実験結果および考察

### 4．1　実験結果

### (1) 中性化促進試験

中性化促進試験の結果を図-2 に示し，表-4 には，促進試験から得られた中性化速度係数を示す．

これらから促進試験器内材齢 59 週における供試体の中性化は，FA の有無に関わらず設計強度の大きい 36N/mm$^2$ 供試体の進行が遅く，NC と FAC の比較では強度の高低に関わらず NC に比べて FAC の中性化が大きくなった．

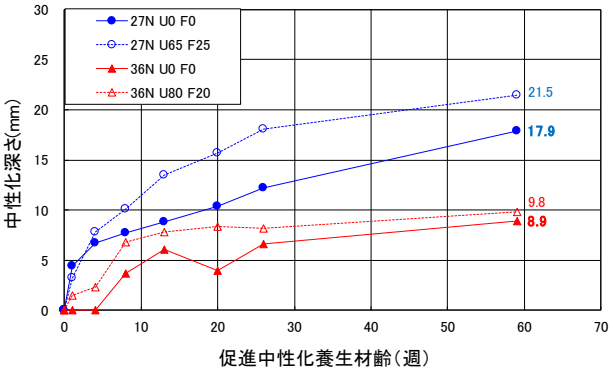



図-2　中性化促進試験結果

表-4　促進試験より得られた中性化速度係数

| 配合 | 中性化速度係数（mm/√年） | | 備考 |
|---|---|---|---|
| | 材齢26週 | 材齢59週 | |
| 27N-U0F0 | 18.1 | 17.5 | 27NC |
| 27N-U65F25 | 25.9 | 23.4 | 27FAC |
| 36N-U0F0 | 8.4 | 8.4 | 36NC |
| 36N-U80F20 | 13.3 | 11.5 | 36FAC |

### (2) 透気係数試験

透気係数試験結果は，図-3 に示すように促進試験器内材齢 59 週（412 日）で以下の順となり，FAC が NC に比べて高い値となったが，透気性グレードは 36N/mm$^2$ 供試体で「2：良」，27N/mm$^2$ 供試体は「3：一般」であり，強度が大きい方が緻密なコンクリートであるという結果が得られた．ただし，材齢 26 週までは，FAC においてこの傾向が明確ではなく，JIS A 1153 に規定された中性化促進試験の最大試験材齢 26 週では十分に傾向を表せない可能性があると考えられた．

1)　27N-U65F25 (27FAC)：0.153×10$^{-16}$m$^2$

2)　27N-U0F0　(27NC)　：0.107×10$^{-16}$m$^2$

3)　36N-U80F20 (36FAC)：0.064×10$^{-16}$m$^2$

4)　36N-U0F0　(36NC)　：0.056×10$^{-16}$m$^2$

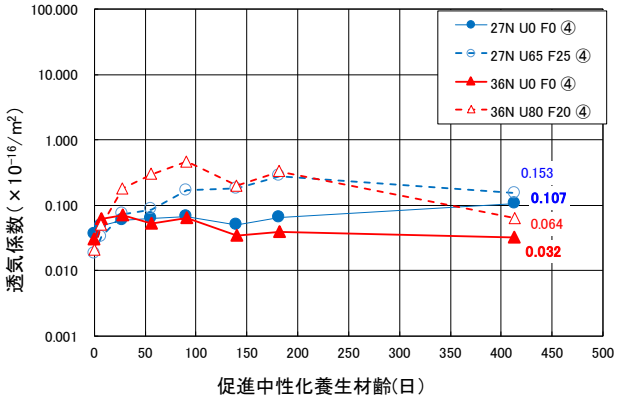



図-3　各配合の透気係数の経時変化

### (3) 中性化深さと透気係数の関係

中性化は，コンクリート中の水酸化カルシウムと炭酸ガスが反応することで炭酸カルシウムが生成されるために発生するが，炭酸ガスが反応した重量だけ重くなり，コンクリート組織が緻密化するとされている[12]．一方，中性化深さと透気係数には正の相関があるとされている[7]．

よって，本試験でも得られた中性化深さと透気係数の関係を図-4 に整理すると，以下のことが確認された．

- 中性化の進行に比べ透気係数の変化は小さい．
- 27N/mm² 配合は，NC・FAC に関わらず，両者に高い一次相関の関係が認められる．
- 36N/mm² 配合は，FAC で正の相関が認められるが，NC は明確な相関が認められない．
- NC の促進試験 59 週の値で見ると，36NC は 27NC より中性化の進行は半分程度，透気係数は 1/3 程度である．
- FAC の 59 週の値で見ると，36FAC 配合は 27FAC 配合に比べて中性化進行は半分程度であるが，透気係数は 27FAC 配合の 2 倍以上大きい．

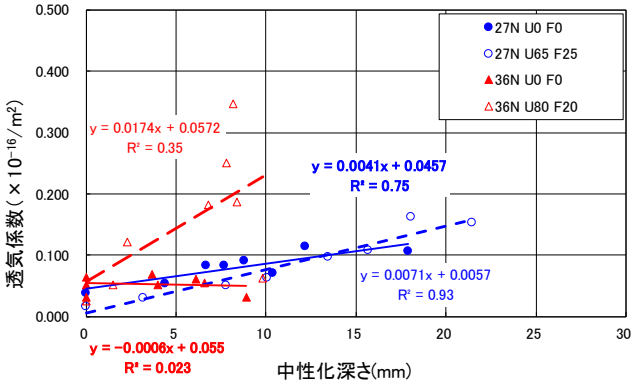



図-4　促進中性化深さと透気係数の関係

## 4. 2　将来予測

### (1) $CO_2$ 濃度観測結果

$CO_2$ 濃度観測は，平成 25 年 10 月と 11 月，平成 26 年 10 月と 12 月の計 4 回実施しているが，観測結果はほぼ同様の変動であったため，最大 $CO_2$ 濃度が測定された平成26年10月の観測結果を以下に示し考察する．

図-5 は，那覇市安里駅下中央分離帯の $CO_2$ 濃度である．ここでは，4 回の測定ともに午前 6 時半頃から急激に上昇し，8 時頃にピークを迎え，19 時頃まで比較的高い濃度で徐々に減少し，夜間に低くなる傾向であった．また，同時観測した気温と湿度は，$CO_2$ 濃度との相関が認められなかった．

ここで，図-6 は，道路交通センサスよりとりまとめられた那覇市着交通量の時間帯別変動[13]である．同図に見られるように，那覇市内の交通量も 8 時頃ピークを迎えその後 12～13 時頃いったん低下するが，19 時頃まで徐々に増加し，夜間は低い値となる．この変動は，安里駅下中央分離帯の $CO_2$ 濃度と比較的良くリンクしており，安里駅下の $CO_2$ 濃度は交通量に伴う排気ガスが影響していると考えられる．なお，$CO_2$ 濃度の観測最大値は，10 月 22 日 13 時 45 分の 569ppm であったが，この値は 7 時 59 分の 563ppm とほぼ同程度であり，何らかの原因で朝の通勤ラッシュ時と同様の混雑が午後 2 時前に発生したと考えられる．

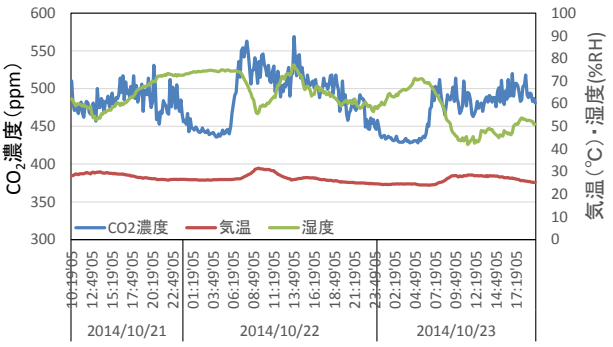



図-5　安里駅下中央分離帯の $CO_2$ 観測結果

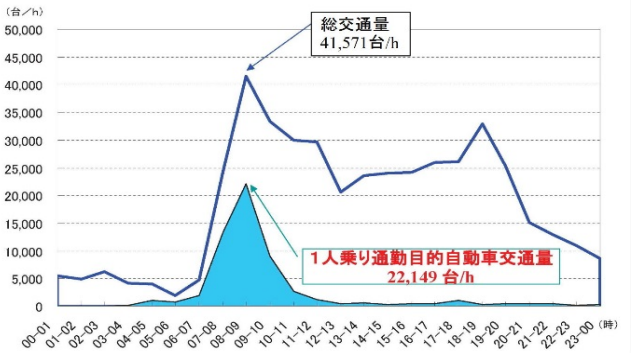



図-6　那覇市着交通量の時間帯別変動

一方，琉球大学の暴露試験場における $CO_2$ 濃度の最高値は，**図-7** に示すように観測した全 4 回の観測において 400～450ppm の間でほぼ一定に推移していた．この値は，交通量の影響をほとんど受けないとされる与那国島の平均 $CO_2$ 濃度 397ppm（気象庁 2012 年[14]）と同程度であったことから，琉球大学暴露試験場の $CO_2$ 濃度は沖縄県内でもかなり低いと考えられる．

以上から，沖縄本島内の $CO_2$ 濃度は，都市部でやや高い $CO_2$ 濃度を示すが，その変動は交通量に依存しており，郊外に出ると離島と同程度の $CO_2$ 濃度環境である事がわかった．

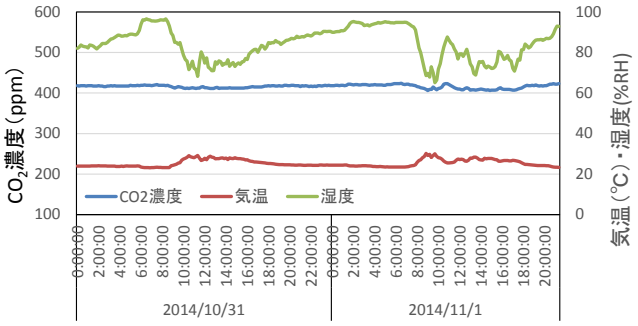



**図-7　琉球大学暴露試験場の $CO_2$ 観測結果**

### (2) 中性化速度係数評価法による予測

本予測で使う中性化速度係数は，材齢 26 週までの中性化促進試験で算出した値を用いることとした．その理由としては，材齢 26～59 週にかけた中性化進行状況が穏やかであるため，材齢 59 週までの試験値から算定した場合，中性化速度係数が小さくなるためである．

また，材齢 59 週までの試験値で試算したところ，材齢 26 週までに比べ寄与率が下がり，相対的に中性化速度係数算定誤差が大きくなったためである．

中性化速度係数による 100 年耐久性を考慮した中性化予測結果を**図-8** に示す．同図から，安里駅中央分離帯の $CO_2$ 濃度（最高値 569ppm）を用いて予測した 100 年後の中性化深さは，27N-U26-F25（27FAC）が 26.0mm と最も大きくなった．

ここで，実構造物の鉄筋の最小かぶりについて，道路橋示方書では，沖縄県は全域が塩害環境の度合い「地域区分 A」とされており，内陸部でも鉄筋コンクリート構造の最小かぶり 70mm としている[15]．また，コンクリート標準示方書では，鉄筋かぶりから中性化深さを引いた未中性化領域を「中性化残り」と称し，一般環境の場合，未中性化領域が 10mm，塩害環境の場合 15mm を下回ると鋼材腐食が顕著になる構造物が急増すると記載されており，内陸部でも塩害環境である沖縄県では許容中性化残り 15mm を採用する．

これらの値を 100 年後の中性化予測値を比較すると，中性化が最も進行すると予測された 27FAC でも中性化残りは，44．0mm（＝70mm－26．0mm）であり，許容中性化残り 15mm を上回る．

以上から式 (3) による中性化進行予測では，伊良部大橋下部工 FAC は沖縄県内陸部の安里駅下の $CO_2$ 濃度が高い環境においても中性化の 100 年耐久性を満足すると考えられる．

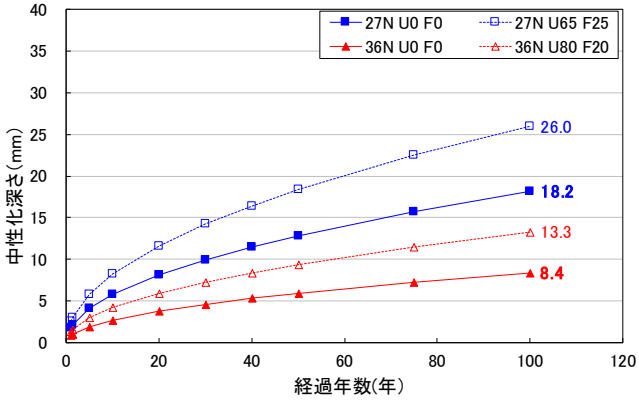



**図-8　促進中性化速度係数から試算した中性化予測**

## 5.　まとめ

FAC の中性化促進試験，透気係数試験，$CO_2$ 観測，および各種中性化予測の結果から得られた知見と今後の課題を以下に示す．

(1) 中性化促進試験の結果は FA の有無に関わらず強度の高いほど中性化の進行は遅く，NC と FAC 比較では，強度の高低に関わらず FAC が NC に比べて中性化深さが大きくなる傾向を示した．

(2) 中性化促進試験における透気係数試験結果は，中性化進行に比べ透気係数の変化が小さく，透気計数値は，FAC が NC に比べて高かった．また，透気性グレードは 36N/mm$^2$ が「2：良」，27N/mm$^2$ は「3：一般」であった．

(3) 中性化と透気係数の関係は 27N/mm$^2$ 配合では NC・FAC ともに一次相関の関係が認められたが，36N/mm$^2$ 配合では，異なった結果が得られ，これらの結果だけでは FAC の中性化進行を透気係数で把握することが難しいと考えられた．

(4) 沖縄本島内陸部交通渋滞箇所における $CO_2$ 濃度観測の結果，同所は朝夕の通勤時間を結ぶような時間帯に $CO_2$ 濃度が高くなることが確認された．また，市街地から郊外へ出ると，離島に近い $CO_2$ 濃度環境である事がわかった．

(5) 濃度観測場所における実測の $CO_2$ 濃度最高値と，中性化促進試験により得られた中性化速度係数を用いて FAC の中性化進行予測試算した結果，伊良部大橋下部工に用いた FAC は，沖縄本島内陸部交通渋滞箇所において中性化の100年耐久性を満足すると考えられた．

(6) 本研究の $CO_2$ 濃度観測地点では，現在6年間の中性化暴露試験を実施しており，平成27年12月現在で2年目の追跡調査を完了している(**写真–3**)．本研究の中性化進行予測は，実環境における中性化暴露試験結果と併せて考察することで完結する予定であり，今後も継続検討を行うものである．




**写真–3　中性化暴露試験状況**

**謝辞**：本研究を行うに当たり，琉球大学工学部環境建設工学科富山潤准教授には$CO_2$濃度観測ならびに考察についてご助言・ご指導を頂いた．また，促進中性化試験および透気係数試験では，(株) 中研コンサルタント大阪技術センターの小簇俊介氏に大変お世話になった．ここに記して感謝の意を表す．

**参考文献**

1) 富山潤，ほか：遅延膨張性を示す細骨材に起因したアルカリ骨材反応に関する基礎研究と抑制対策，日本コンクリート工学協会，　コンクリート工学年次論文集，　Vol.33，No.1，pp.1049-1054，2011.7

2) 風間洋，ほか：伊良部大橋の主要部材に使用するコンクリート材料選定と配合，コンクリート工学協会，コンクリート工学年次論文集，　Vol.32，No.1，pp.893-898，2010.7

3) 沖縄県南部土木事務所，財団法人沖縄県建設技術センター：南部東道路コンクリート構造物耐久性検討業務報告書，pp.48-58，2012.3

4) 風間洋，ほか：沖縄県内陸部における FAC 利用に関する中性化耐久性検討，日本コンクリート工学協会，　コンクリート工学年次論文集，　Vol.36，No.1，pp.850-855，2014.7

5) 日本工業規格：JIS A 1153，2012

6) R. J. TORRENT：「カバークリート」の透気性係数の迅速な決定方法，土木工学における非破壊試験国際会議シンポジウム（NDT-CE），pp.26-28，1995

7) 土木学会コンクリート委員会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集，p.32，2009.3

8) 沖縄総合事務局開発建設部：続！！わった一島の渋滞改善さびら，pp.3-7，2013.2.21

9) 沖縄県：沖縄県の道路，p.5，2011

10) 社団法人日本建築学会：「高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針（案）・同解説」，pp.179-184，1991

11) 気象庁 HP：那覇平均値（年・月・ごとの値）主な要素参照，http://www．jma．go．jp/jima/index．html

12) 和泉意登志，前田照信，　喜多達夫：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 中性化，技報堂出版，pp.1-2，1986.8

13) 沖縄総合事務局開発建設部：沖縄の道路状況について，p.7，2010.12

14) 気象庁 HP：日本の大気中の二酸化炭素濃度について参照，http://www．jma．go．jp/jma/index．html

15) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説，　pp.174-176，2012.3

# 土の粘性を考慮した圧密沈下量に関する研究

琉球大学生　○吉仲　淳
琉球大学生　宮城　弘季
琉球大学　原　久夫

## 1. はじめに

標準圧密試験法は試験を終了するまでに 8 日間を要し，土質試験法の中でも最も時間を要するものの 1 つである．圧密試験と圧密特性値に関する既往の研究では，正規圧密領域においては，急速圧密試験結果に一般化 Voigt モデルを適用することにより，標準圧密試験と同等の沈下曲線を再現し，標準圧密試験と同程度の圧密特性値が得られると報告されている[1)]．

著者らは試験時間の短縮を目的とし，正規圧密領域にある対象土(再圧密島尻粘土)において急速圧密試験より求めた実験結果を利用し，

(a) Terzaghi の圧密モデル
(b) Maxwell 要素を除いた一般化 Voigt モデル
(c) 4 要素 Voigt モデル
(d) 一般化 Voigt モデル

の 4 つのモデルを用いて，沈下曲線の計算を行い，実験値と計算値を比較して適用性を確かめた．さらに，1 段階の載荷時間を変更したさまざまな場合，1 段階の載荷時間を 8 日間とした中長期試験での一般化 Voigt モデルの適用性について検討した．

## 2. 実験方法

### 標準圧密試験・急速圧密試験・中期圧密試験

本試験で用いた試料は島尻層群泥岩を木づちで打ち砕き，2000$\mu$m ふるい通過分を含水比 105%に調整して練返し，425$\mu$m のふるいに通して直径 15cm のモールドに静かに流し込み，二週間 50kPa で再圧密した島尻粘土を用いた．試験方法は JIS の規定に従い標準圧密試験を行い，急速圧密試験は 1 段階の載荷時間を 30, 40, 60min と変更して行い，中期圧密期試験は 1 段階の載荷時間を 8 日間として行った．急速圧密試験と中期圧密試験は，載荷時間のみ変更しその他は標準圧密試験と同じ方法で行った．表-1 には試料の物理特性値を示す．この試料はシルト分と粘土分を多く含む粘土(CH)である．

**表-1 物理特性値**

| | |
|---|---|
| 土粒子の密度$\rho_s$ | 2.69g/cm$^3$ |
| 液性限界$W_L$ | 57.5% |
| 塑性限界$W_P$ | 20.8% |
| 塑性指数$I_P$ | 36.7% |
| 砂礫分 | 15.3% |
| シルト分 | 41.3% |
| 粘土分 | 43.4% |
| 分類名 | 粘土(CH) |

### 沈下量の計算方法

## 3. 一般化 Voigt モデル

一般化 Voigt モデルに用いる粘弾性モデルは Maxwell モデルを 1 個，Voigt モデルを $n$ 個を直列につなげたモデルで，履歴積分式(1)によりひずみ量が求まる[2)3)4)]．

$$s(t)=2\int_0^{\overline{H}}\left\{J(t)\sigma'(t)+\int_0^t J(t-\tau)\frac{d\sigma'(\tau)}{d\tau}d\tau\right\}dz \tag{1}$$

$$J(t)=C_M+\sum_{i=1}^{n}C_{vi}\left\{1-\exp\left(\frac{-t}{T_{vi}}\right)\right\} \tag{2}$$

$$\sigma'(z,t)=\left(1-\sum_{m=0}^{\infty}\frac{2}{M}\sin MZe^{-M^2T_v}\right)\sigma \tag{3}$$

$$M=(2m+1)\frac{\pi}{2},\quad T_v=\frac{c_v t}{(\overline{H})^2},\qquad Z=\frac{z}{\overline{H}}$$

式(2), 式(3)は式(1)を求めるための関数である．ここで，

$J_{(t)}$：単位応力に対するひずみ
$C_M$：Maxwell 要素のコンプライアンス
$T_{Vt}$：Maxwell 要素の遅延時間
$T_{Vi}$：第 $i$ Voigt 要素の遅延時間
$C_V$：圧密係数
$\overline{H}$：最大排水長
$Z$：無次元化深さ

キーワード　圧密試験，一般化 Voigt モデル，圧密沈下量
連絡先　〒903-0213　西原町千原 1 番地　琉球大学工学部環境建設工学科
E-mail：e115308@eve.u-ryukyu.ac.jp

**係数決定法**

図-1 の一般化 Voigt モデルにおいて

$$C_M = \frac{\varepsilon_1}{\Delta p} = m_{V1}\left(\mathrm{kpa}^{-1}\right) \tag{4}$$

ここで, $m_{V1}$ (kpa) は一次圧密ひずみ $\varepsilon_1$ に対応する体積圧縮係数である.

$$C_{Vi} = \frac{\varepsilon_{f2}/n}{\Delta p} = const \tag{5}$$

ここで, $\varepsilon_{f2}$ は最大二次圧密ひずみ量, $n$ は Voigt 要素数である. 各要素における $C_{Vi}$ は要素数によって異なる値となる.

$$\log_{10} T_{V(i)} = \frac{1}{2}(i) \quad , \quad i=1\sim n \tag{6}$$

ここで, $T_{V(i)}$は第 $i$ 要素の無次元化遅延時間であり, $i$ と $\log_{10} T_{V(i)}$は図-2 のような直線関係となり(6)式から求まる.

$$T_{Vi} = \frac{H^2}{C_V} T_{V(i)} \tag{7}$$

ここで, $H$ は最大排水長, $C_V$は圧密係数である.

$C_M$ : Maxwell 要素のコンプライアンス

$C_{Vi}$ : 第 $i$ Voigt 要素のコンプライアンス

$T_{Vi}$ : 第 $i$ Voigt 要素の遅延時間

$n$ : 要素数

$T_{V(i)}$ : 第 $i$ 要素の無次元化遅延時間

図-3 に圧密沈下量計算のフローチャートを示す.

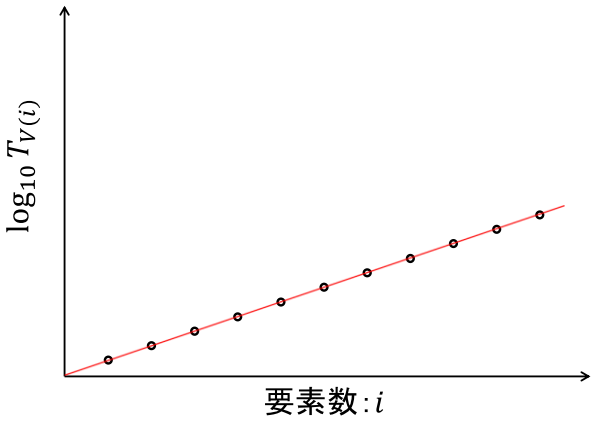



図-2　要素番号 $i$ と第 $i$ 要素の無次元化遅延時間 $T_{V(i)}$の関係

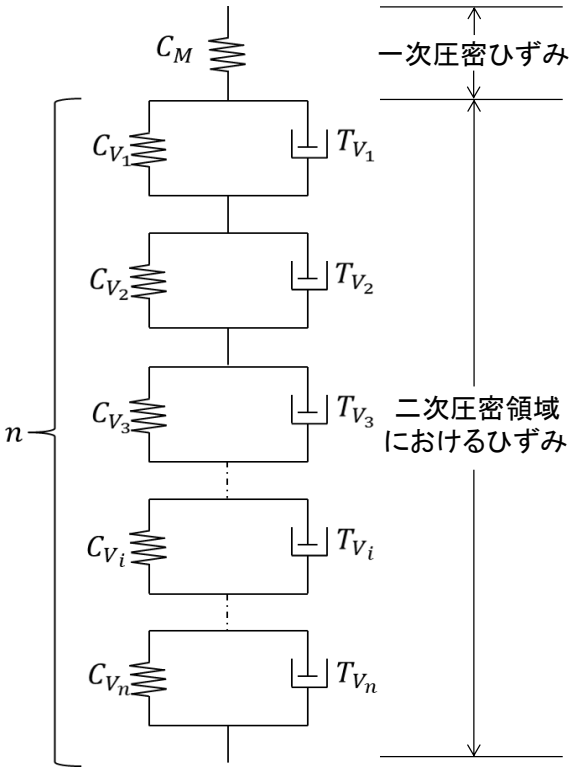
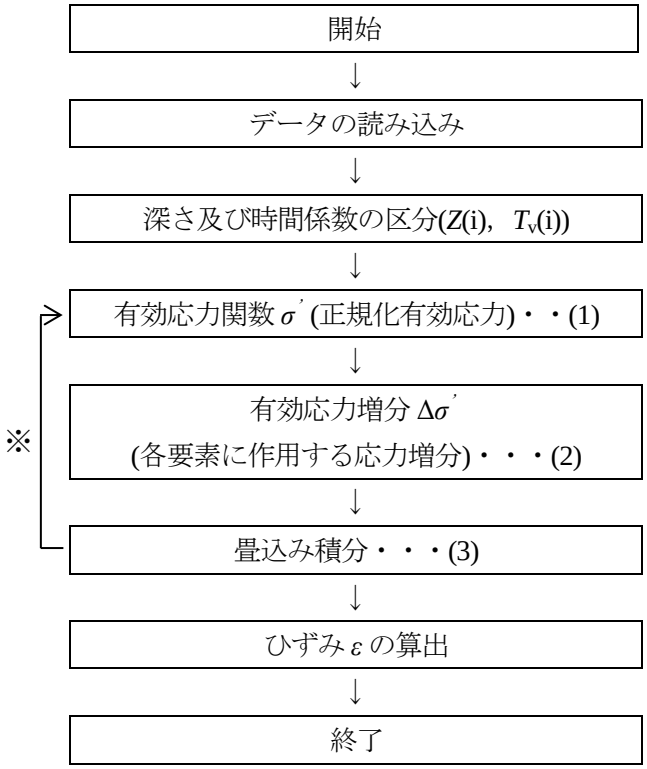



図-1 一般化 Voigt モデル




※　フローチャート内の(1)~(3)を Voigt 要素分繰返す

図-3 圧密沈下量計算のフローチャート

## 4. 実験結果及び計算結果

載荷時間 40min と 1440min の時間～沈下曲線について，(a)~(d)の 4 パターンのモデルを用いて実験値と計算値を比較する．ここでは(a)~(c)のモデルのコンプライアンス及び遅延時間は実験値の沈下曲線に合わせ，(d)のモデルは先述した(4)~(7)式に従って係数を決定した．

### (a) Terzaghi の圧密モデル

Maxwell 要素のばね要素のみを考えると Terzaghi の圧密モデルとなる．図-4.1，4.2 は，表-2 の条件下で 1 段階の載荷時間 40，1440(min)の実験値と計算値による時間～沈下曲線を比較した．

40min の曲線はほぼ一致しているが，1440min の曲線は時間が経過した後半部分の沈下量に少しずれが生じている．Terzaghi の一次元圧密理論では土を弾性体と仮定しているため，二次圧密のような沈下の時間依存性挙動を示せず，粘性を考慮できていない．

表-2 モデル(a)の係数値(単位：$kPa^{-1}$，day)

| | 40min | 1440min | | 40min | 1440min |
|---|---|---|---|---|---|
| $C_M$ | $2.0\times10^{-4}$ | $1.6\times10^{-4}$ | $T_M$ | $4.3\times10^{-6}$ | $6.6\times10^{-6}$ |

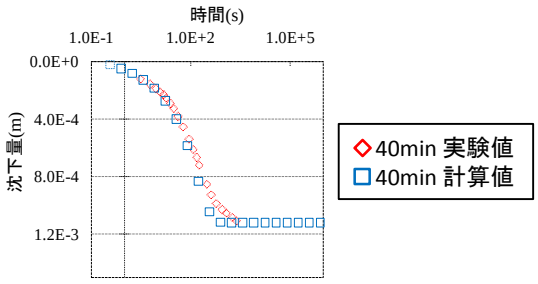



図-4.1 載荷時間 40min の時間～沈下曲線

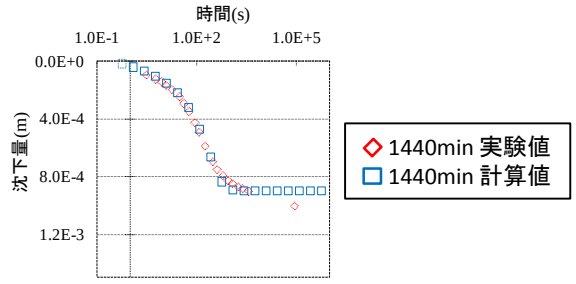



図-4.2 載荷時間 1440min の時間～沈下曲線

### (b) Maxwell 要素を除いた一般化 Voigt モデル

Voigt 要素を直列に 10 個つなげたモデルを考える．図-5.1，5.2 は，表-3 の条件下で 1 段階の載荷時間 40, 1440(min)の実験値と計算値による時間～沈下曲線を比較した．

40min の曲線はほぼ一致しているが，1440min の曲線は時間が経過した後半部分の沈下量に大きなずれが生じている．Voigt 要素のみでは，一致しない．

表-3 モデル(b)の係数値(単位：$kPa^{-1}$，day)

| | 40，1440min | | 40min | 1440min |
|---|---|---|---|---|
| $C_M$ | 0 | $T_M$ | ∞ | ∞ |
| $C_{V1}$ | $8.5\times10^{-5}$ | $T_{V1}$ | $4.3\times10^{-8}$ | $6.6\times10^{-8}$ |
| $C_{V2}$ | $7.5\times10^{-5}$ | $T_{V2}$ | $4.3\times10^{-5}$ | $6.6\times10^{-5}$ |
| $C_{V3}$ | $5\times10^{-5}$ | $T_{V3}$ | $4.3\times10^{-3}$ | $6.6\times10^{-3}$ |
| $C_{V4}$ | $7\times10^{-8}$ | $T_{V4}$ | $4.3\times10^{-2}$ | $6.6\times10^{-2}$ |
| $C_{V5}$ | $3\times10^{-10}$ | $T_{V5}$ | 4.3×10 | $6.6\times10^{-1}$ |
| $C_{V6}$ | $2\times10^{-10}$ | $T_{V6}$ | 2.2 | 3.3 |
| $C_{V7}$ | $2\times10^{-10}$ | $T_{V7}$ | 4.3 | 6.6 |
| $C_{V8}$ | $1\times10^{-11}$ | $T_{V8}$ | 2.2×10 | 3.3×10 |
| $C_{V9}$ | $1\times10^{-11}$ | $T_{V9}$ | 4.3×10 | 6.6×10 |
| $C_{V10}$ | $1\times10^{-11}$ | $T_{V10}$ | $2.2\times10^{2}$ | $3.3\times10^{2}$ |

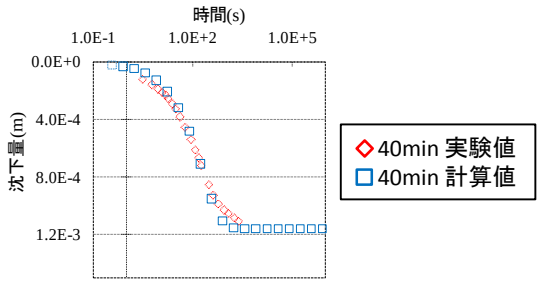



図-5.1 載荷時間 40min の時間～沈下曲線

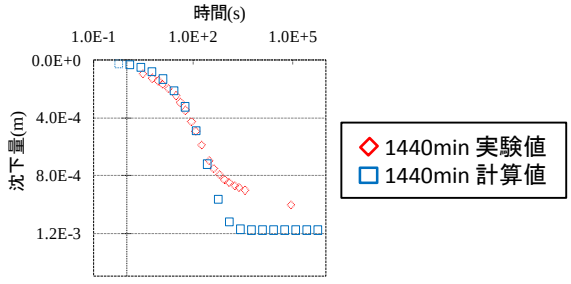



図-5.2 載荷時間 1440min の時間～沈下曲線

(c) 4 要素 Voigt モデル

Maxwell 要素と Voigt 要素を 1 個ずつ直列につなげたモデルを考える．図-6.1，6.2 は，表-4 の条件下で，1 段階の載荷時間 40，1440(min)の実験値と計算値による時間～沈下曲線を比較した．

40min の曲線はほぼ一致しているが，1440min の曲線は時間が経過した後半部分の沈下量に少しずれが生じている．4 要素 Voigt モデルは，(a)のモデルより実験値に近い曲線を推定している．

表-4　モデル(c)の係数値(単位：$kPa^{-1}$，day)

| | 40min | 1440min | | 40min | 1440min |
|---|---|---|---|---|---|
| $C_M$ | $2.0\times10^{-4}$ | $1.6\times10^{-4}$ | $T_M$ | $4.3\times10^{-6}$ | $6.6\times10^{-6}$ |
| $C_{V1}$ | $4.7\times10^{-6}$ | $4.7\times10^{-6}$ | $T_{V1}$ | $2.2\times10^{-2}$ | $3.3\times10^{-2}$ |

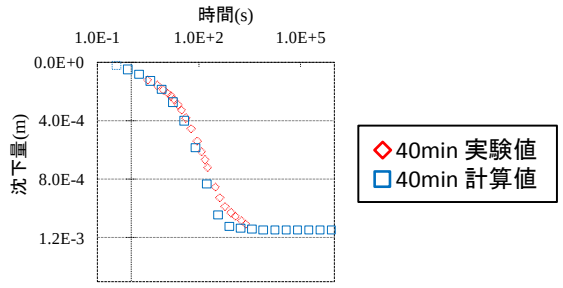



図-6.1 載荷時間 40min の時間～沈下曲線

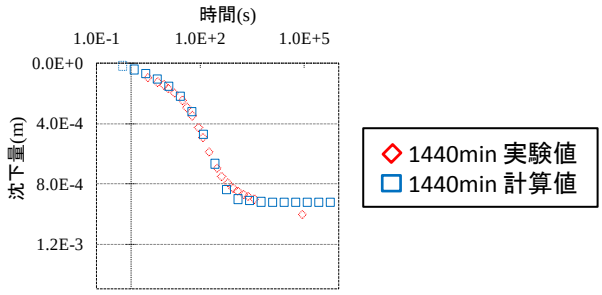



図-6.2 載荷時間 1440min の時間～沈下曲線

(d) 一般化 Voigt モデル

Maxwell 要素 1 個，Voigt 要素 10 個をそれぞれ直列につないだモデルを考える．図-7.1，7.2 は，表-5 の条件下で 1 段階の載荷時間 40，1440(min)の実験値と計算値による時間～沈下曲線を比較する．

40，1440(min)どちらともほぼ同等の曲線が得られている．本研究に用いた 4 つのモデルのなかでもっとも実験値に近い曲線を推定できる．

表-5　モデル(d)の係数値(単位：$kPa^{-1}$，day)

| | 40min | 1440min | | 40min | 1440min |
|---|---|---|---|---|---|
| $C_M$ | $1.9\times10^{-4}$ | $1.5\times10^{-4}$ | $T_M$ | $4.3\times10^{-6}$ | $6.6\times10^{-6}$ |
| $C_{V1}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V1}$ | $1.4\times10^{-2}$ | $2.1\times10^{-2}$ |
| $C_{V2}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V2}$ | $4.3\times10^{-2}$ | $6.6\times10^{-2}$ |
| $C_{V3}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V3}$ | $1.4\times10^{-1}$ | $2.1\times10^{-1}$ |
| $C_{V4}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V4}$ | $4.3\times10^{-1}$ | $6.6\times10^{-1}$ |
| $C_{V5}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V5}$ | 1.4 | 2.1 |
| $C_{V6}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V6}$ | 4.3 | 6.6 |
| $C_{V7}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V7}$ | 1.4×10 | 2.1×10 |
| $C_{V8}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V8}$ | 4.3×10 | 6.6×10 |
| $C_{V9}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V9}$ | $1.4\times10^{2}$ | $2.1\times10^{2}$ |
| $C_{V10}$ | $4.4\times10^{-6}$ | $8.1\times10^{-6}$ | $T_{V10}$ | $4.3\times10^{2}$ | $6.6\times10^{2}$ |

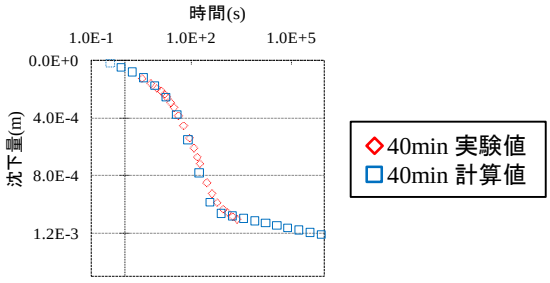



図-7.1 載荷時間 40min の時間～沈下曲線

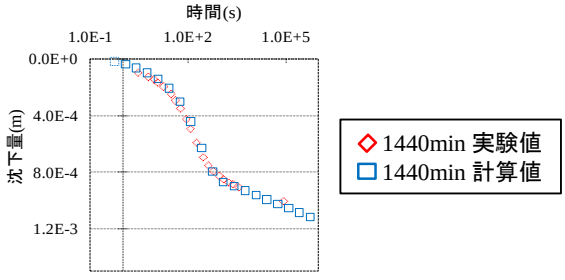
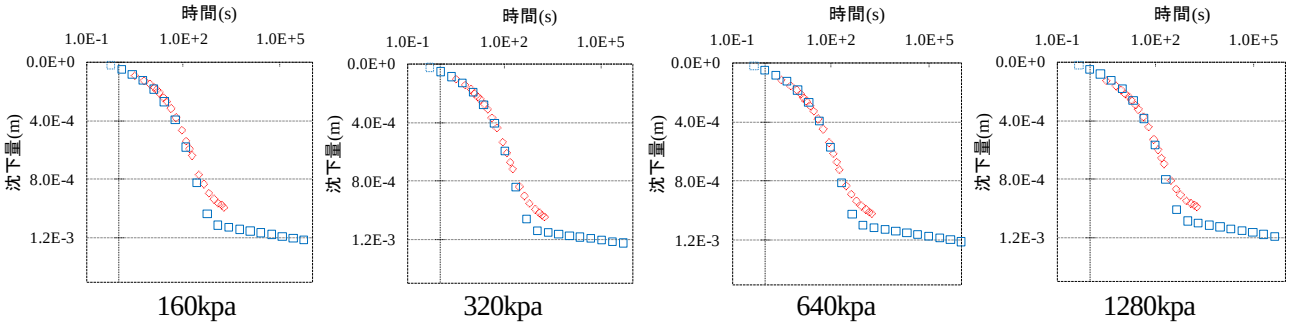



図-7.2 載荷時間 1440min の時間～沈下曲線

## 一般化 Voigt モデルを用いた計算値と実験値の時間～沈下曲線の比較

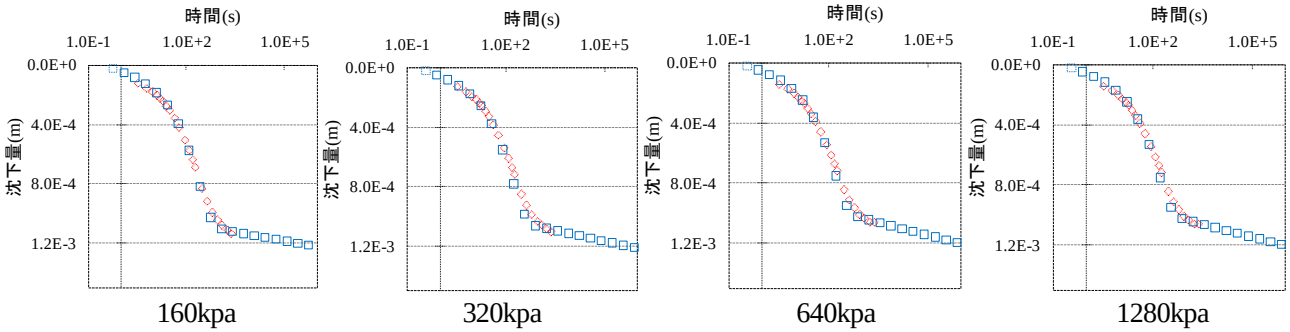
1 段階の載荷時間を 30，40，60，1440(min)と変更した時間～沈下曲線は，すべて計算値と実験値で同等の結果が得られている．

30min



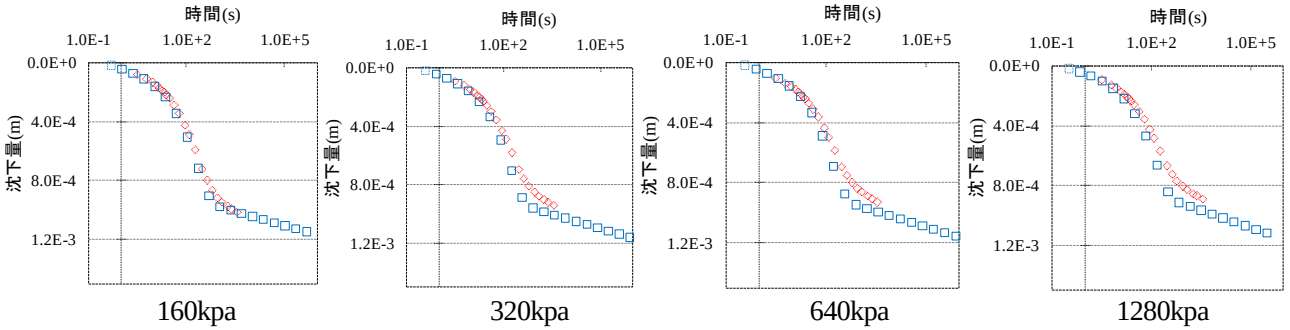

160kpa　320kpa　640kpa　1280kpa

40min



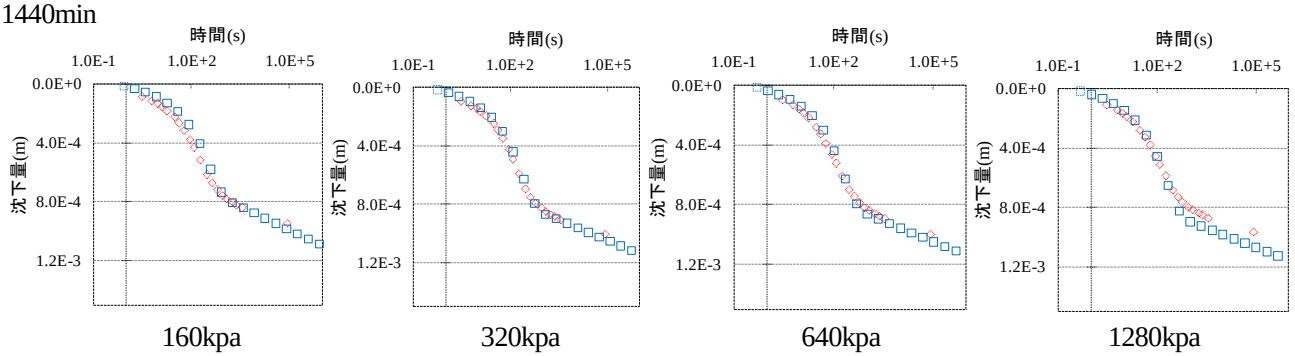

160kpa　320kpa　640kpa　1280kpa

60min




160kpa　320kpa　640kpa　1280kpa

1440min




160kpa　320kpa　640kpa　1280kpa

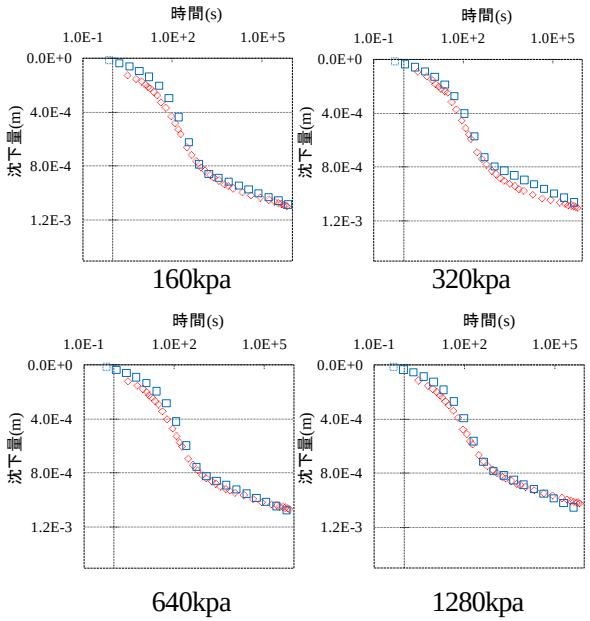
□：一般化 Voigt モデルによる計算値

◇：実験値

### 中期圧密試験

1 段階の載荷時間を 8 日間と変更し圧密試験を行った．沈下量の計算に利用した係数は，先述した(4)~(7)式に従っている．中期圧密試験の時間～沈下曲線を以下に示す．

中期圧密試験では，24 時間以降も圧密沈下することが確認された．さらに，実験値と計算値で同等の沈下量となった．




□：一般化 Voigt モデルによる計算値

◇：実験値

## 5. まとめ

本研究では，圧密時間を 30，40，60，1440(min)，8(day) で圧密試験を行った．沈下曲線の解析では，(a)Terzaghi の圧密モデル，(b)Maxwell 要素を除いた一般化 Voigt モデル，(c)4 要素 Voigt モデル，(d)一般化 Voigt モデルの 4 パターンのモデルで 1 段階の載荷時間 40，1440(min)とした場合の沈下曲線を比較し，一般化 Voigt モデルの適用性を示した．

1) (a)Terzaghi の圧密モデルでは，土の粘性と再現することができず，二次圧密量を計算できない．

2) (b)Maxwell 要素を除いた一般化 Voigt モデルでは，急速圧密試験の結果を利用して標準圧密試験の沈下量を計算することはできない．

3) (c)4 要素 Voigt モデルでは，Terzaghi の圧密モデルより土の粘性を再現できているが，二次圧密量を計算できない．

4) (d)一般化 Voigt モデルは，土の粘性を再現でき，二次圧密量も計算できている．

よって，(a)~(c)のモデルは実験値と同等の圧密沈下量を計算することは難しく，(d)の一般化 Voigt モデルがもっとも適している．

また，圧密荷重や載荷時間の異なるさまざまな場合で一般化 Voigt モデルを利用し沈下計算すると，実験値と計算値が適合していることが確かめられた．さらに，中期圧密試験を行い 8(day)までの沈下量を調べたが，1440(min)以降も沈下し続けており，実験値と計算値で同等の結果を再現できている．

以上の実験結果より，一般化 Voigt モデルを利用することで，急速圧密試験からコンプライアンスおよび遅延時間が決定され，標準圧密試験と同等の沈下量を計算できることが示された．

課題としては，1 段階の載荷時間を 8(day)以降とした長期圧密試験を行い，遅延時間決定方法の適用性を高める必要がある．

### 参考文献


1) 及川洋，石田昌達：高有機質土の短時間載荷圧密試験方法に関する実験的一考察，土木学会論文集，第 424 号/Ⅲ－14，pp161－168，1990.

2) 山田嘉昭：有限要素法の基礎と応用シリーズ 6，塑性・粘弾性，培風館，pp．6－21，1980.

3) 酒井康司，原久夫：載荷速度が圧密特性値に与える影響に関する実験的研究，2011年　土木学会西部支部研究発表会/Ⅲ-58　p463-464.

4) 酒井康司：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研究，琉球大学大学院修士論文，2013.

# Session 6：構造設計・診断関連

# 沖縄都市モノレールにおける合成合理化鋼軌道桁の採用について

沖縄県土木建築部都市モノレール建設事務所　安里　智

## １．はじめに

沖縄都市モノレールは、平成 15 年 8 月に那覇空港駅から首里駅に至る 12.9km の区間で開業した。平成 26 年には総乗客数が 1 億 5 千万人を突破し、また、平成 26 年度の年間乗客数が初めて 1500 万人の大台を突破した他、一日当たりの平均乗客数も 41,477 人となり、ともに 3 年連続で過去最高を記録する等、県民及び観光客の足として順調に定着している。

## ２．延長整備事業について

現在の終点である首里駅から沖縄自動車道との結節点となるてだこ浦西駅まで整備するものである（**図１**）。平成 23 年度に軌道法に基づく特許取得及び都市計画決定を行い、詳細設計及び用地取得を経て、平成 25 年度より工事に着手している。平成 31 年春の開業を目指し、鋭意工事を行っている。

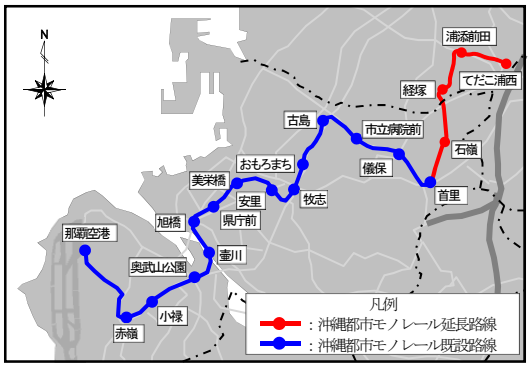



**図１　全体平面図**

【延長整備の概要】

○建設区間　　首里駅～てだこ浦西駅　約 4.1km
○駅数　　4 駅（石嶺駅、経塚駅、浦添前田駅、てだこ浦西駅）
○事業主体　　沖縄県、那覇市、浦添市、沖縄都市モノレール（株）
○事業期間　　平成 23～30 年度

## ３．採用理由および構造概要

沖縄都市モノレールの軌道は、PC 軌道桁を基本とし、交差点部等の長スパン部においては鋼軌道桁としているが、開業区間の鋼軌道桁では次の課題を抱えている。

①走行性の問題

雨天時にスリップが発生し、乗客の乗り心地の悪化、運転士への心理的負担に繋がっている。

②添接部の腐食問題

ほぼ全ての鋼軌道桁において塗装劣化や腐食による変状が生じている。特に横桁と横構の添接部で損傷数が多く、主な原因は高力ボルトの腐食である（**写真１、２**）。



**写真１　添接部腐食状況**

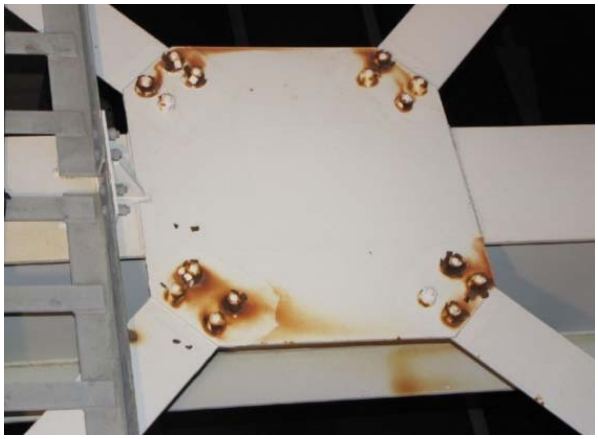


**写真２　添接部腐食状況**

---

キーワード　モノレール、鋼軌道桁、合理化
連絡先　〒901-2102　浦添市前田 141 街区 6（前田 565-2）　TEL 098-943-5520

これら課題を解決する方策の 1 つとして、合成合理化鋼軌道桁形式の採用を検討することとした（**図２**）。以下に形式の概要を示す（**表１**）。

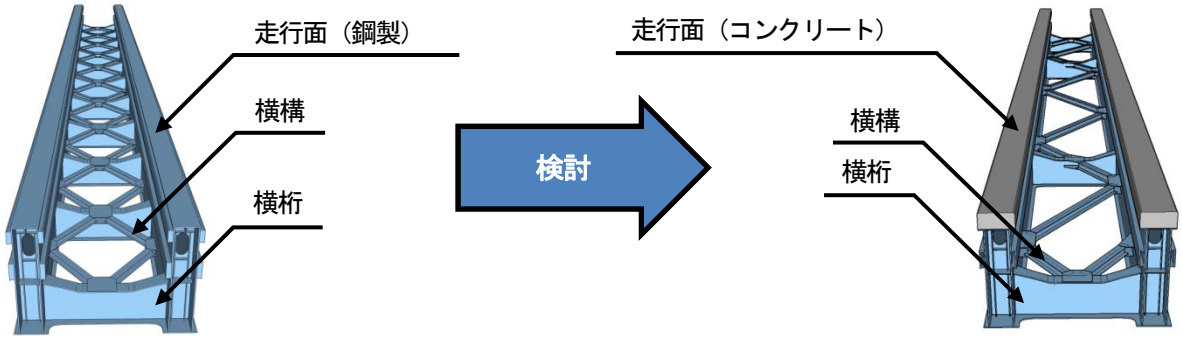



**図２　開業区間の鋼軌道桁と合成合理化鋼軌道桁**

| | |
|---|---|
| 概要 | 走行面をコンクリートとし、横桁と横構の本数を削減した構造。 |
| 構造性 | コンクリートの採用により剛性が高くなり、その結果変位が小さくなる。横桁および横構は橋全体の剛性に影響を与えない範囲で削減。 |
| 走行性 | 走行面がコンクリートとなることから、スリップは発生しにくい。 |
| 乗心地 | 変位が小さいため、乗心地に優れる。また、スリップに伴う乗心地の低下も発生しにくい。 |
| 景観性 | 横桁と横構の本数を削減したため、煩雑さが低減される。 |
| 維持管理性 | 横桁と横構の本数を削減したことから、ボルト本数が従来に比して約 62%に削減される。 |

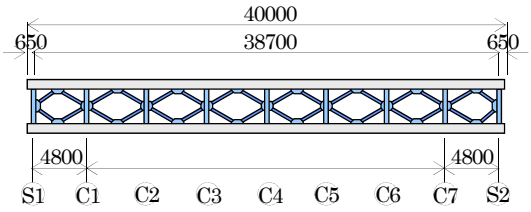
**表１　合成合理化鋼軌道桁の概要**

## ４．合成合理化鋼軌道桁の検討

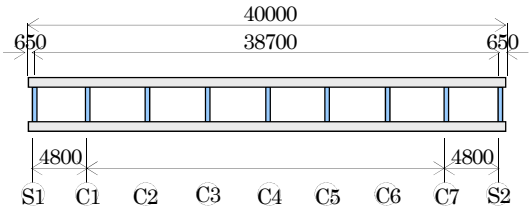
### ４．１　横桁と横構の役割の確認

部材の少数化を検討するにあたり、まず、横桁と横構の役割を明確にする。そのため、従来配置、横構を全て省いた配置、横桁を全て省いた配置の 3 タイプで FEM 解析により支間中央部の変位量を確認する。（**図３、４**）

①従来配置




②横構省略配置（横桁のみ）




③横桁省略配置（横構のみ）

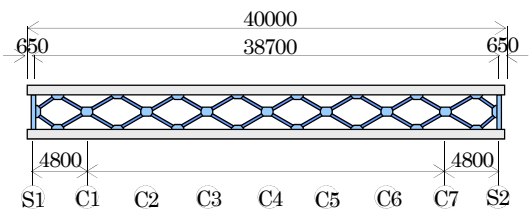
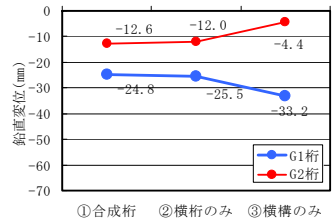
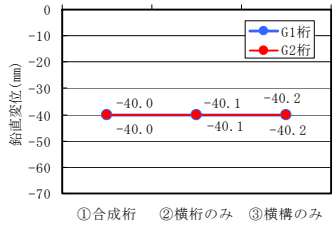



**図３　検討モデル**

①活荷重片線載荷（Ｇ１載荷）




②活荷重複線載荷




③暴風（Ｇ２→Ｇ１）

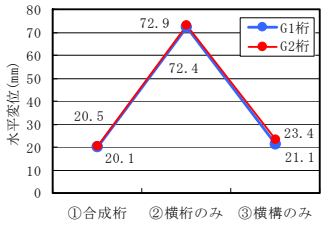



**図４　応答変位量**

検討の結果、横構を全て省いた（横桁のみ）場合、水平変位が大きく増大した。この原因として、横桁が鈑桁断面であるため平面剛性が低下することによるものと考えられる。他方、横桁を全て省いた（横構のみ）場合、従来配置と水平変位は同程度であった。

以上により、横構が平面剛性を向上させ、水平変位を抑制する役割を担っていることが確認でき、また、横桁が橋全体の剛性向上には寄与していないことが判った。

横構と横桁の役割を踏まえ、その配置についてさらに検討した結果、ワーレントラス型配置（**図５**）を基本とするのが望ましいとの結果を得た。本配置について変位量を確認したところ、従来配置との変位差は、鉛直変位で 3mm、水平変位で 10mm 程度の増加、許容たわみ量（δa＝L／600＝64.5mm）に対しては 4～16%程度の差異に止まっているため、変形性能は同程度と見なすことができ、したがって、剛性低下の度合いは少ないものといえる（**図６**）。

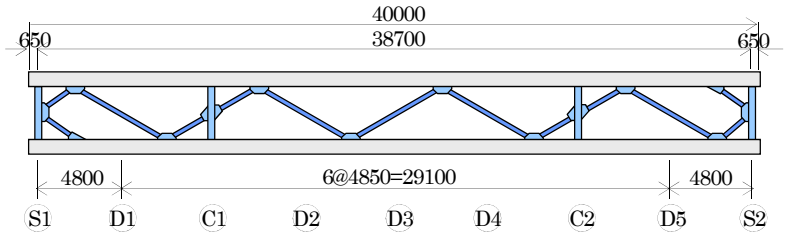



**図５　最適配置モデル**

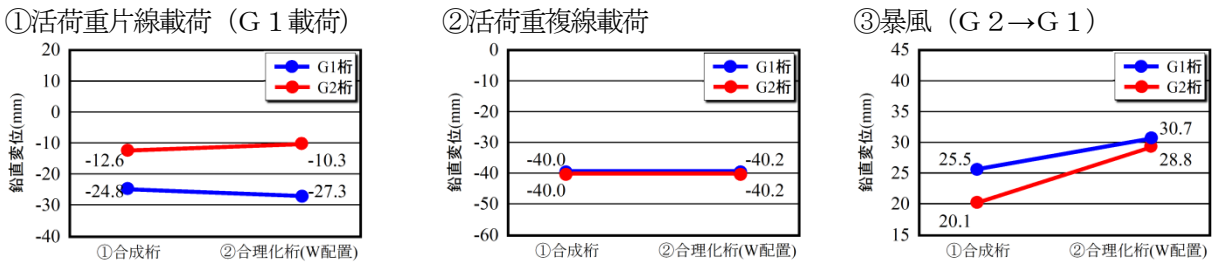


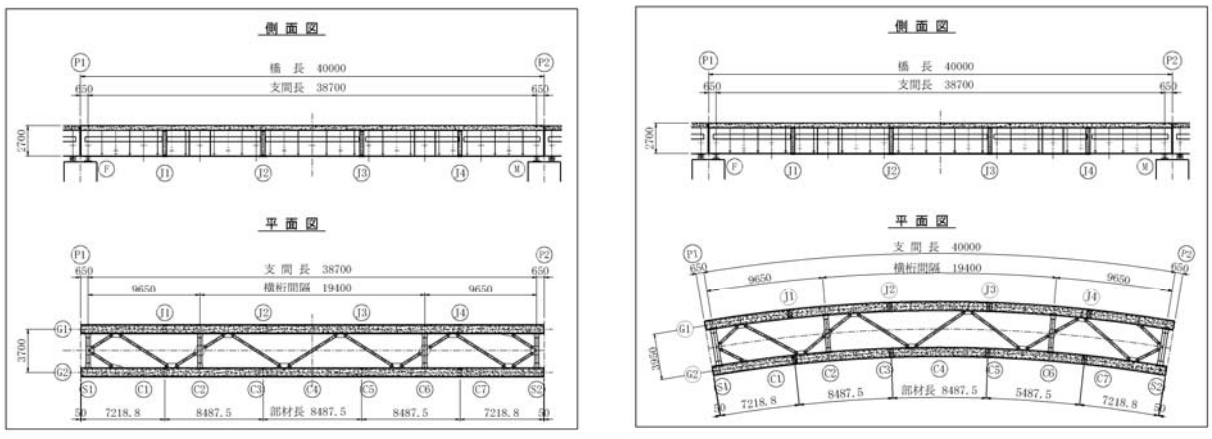

**図６　応答変位量**

## ４．２　検討モデルの設定

解析に必要な検討モデルを**表２**のとおり設定した（**図７**）。橋長は延長区間における単径間の平均橋長である 40m とした。曲線半径は、橋長 40m に対して構造的に成立する最小の半径である 120m とし、最大カントである 12%とした。

| | 橋長 | 曲線半径 | 軌道間隔 | カント |
|---|---|---|---|---|
| 直線軌道桁 | 40.000m | ∞ | 3.700m | 0% |
| 曲線軌道桁 | 40.000m | 120m | 3.950m | 12% |

**表２　検討対象橋梁の概要**




直線桁　　曲線桁

**図７　合成合理化鋼軌道桁の検討モデル構造図**

## ４．３　許容応力度に対する設計

１）主桁および走行路コンクリート

主桁の断面構成と発生応力度は**表３**のとおりであり、合理化を行っても主桁断面に影響が生じなかった。

２）横桁

横桁の断面構成と発生応力度は**表４**のとおりであり、直線桁、曲線桁ともに合成合理化軌道桁の断面力が、合成軌道桁に比べ１割程度増加し、断面もやや増大した。

３）横構

合成合理化鋼軌道桁の断面力が合成軌道桁に比べ４割程度増加し、さらに、固定支間長の長化による許容応力度の低減により、中間部において断面を増大せざるを得なかった（**表５**）。

| 種別 | | 位置 | | 板厚 (mm) | 曲げモーメント (kNm) | 応力度 (N／mm2) 発生 | 許容値 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 直線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | Slub | | — | 7,391.91 | −11.4 | −14.3 |
| | | U−Flg | | 11 | | −89.8 | −140 |
| | | Web | | 9 | | — | — |
| | | L−Flg | | 38 | | 121.4 | 140 |
| | 合成合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | Slub | | — | 7,441.98 | −11.5 | −14.3 |
| | | U−Flg | | 11 | | −90.3 | −140 |
| | | Web | | 9 | | — | — |
| | | L−Flg | | 39 | | 120.3 | 140 |
| 曲線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | G1桁 | Slub | — | 9,233.63 | −14.3 | −14.3 |
| | | | U−Flg | 21 | | −100.6 | −210 |
| | | | Web | 9 | | — | — |
| | | | L−Flg | 30 | | 173 | 210 |
| | | G2桁 | Slub | — | 5,558.45 | −9.3 | −14.3 |
| | | | U−Flg | 11 | | −72.9 | −140 |
| | | | Web | 9 | | — | — |
| | | | L−Flg | 25 | | 119.1 | 140 |
| | 合成合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | G1桁 | Slub | — | 8,824.65 | −14.3 | −14.3 |
| | | | U−Flg | 15 | | −103.2 | −210 |
| | | | Web | 9 | | — | — |
| | | | L−Flg | 29 | | 170 | 210 |
| | | G2桁 | Slub | — | 6,131.57 | −9.9 | −14.3 |
| | | | U−Flg | 11 | | −79.6 | −140 |
| | | | Web | 9 | | — | — |
| | | | L−Flg | 29 | | 121.1 | 140 |

**表３　主桁中央断面の断面構成と応力度**

| 種別 | | 位置 | | 断面 (mm) | 曲げモーメント (kNm) | 応力度 (N／mm2) 発生 | 許容値 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 直線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | 端支点 | U−Flg | 360×19 | 361.98 | — | — |
| | | | Web | 681×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×19 | | 68.04 | 130.2 |
| | | 中間 | U−Flg | 360×11 | 184.46 | — | — |
| | | | Web | 689×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×11 | | 54.56 | 130.2 |
| | 合成合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | 端支点 | U−Flg | 360×20 | 401.3 | — | — |
| | | | Web | 680×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×20 | | 72.24 | 130.2 |
| | | 中間 | U−Flg | 360×20 | 376.12 | — | — |
| | | | Web | 680× 9 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×20 | | 67.71 | 130.2 |
| 曲線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | 端支点 | U−Flg | 460×21 | 563.47 | — | — |
| | | | Web | 529×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 460×21 | | 102.34 | 133.4 |
| | | 中間 | U−Flg | 360×12 | 222.28 | — | — |
| | | | Web | 538×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×12 | | 82.4 | 98.7 |
| | 合成合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | 端支点 | U−Flg | 460×22 | 597.05 | — | — |
| | | | Web | 528×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 460×22 | | 104.06 | 133.4 |
| | | 中間 | U−Flg | 360×26 | 493.73 | — | — |
| | | | Web | 524×09 | | — | — |
| | | | L−Flg | 360×26 | | 92.67 | 128.5 |

**表４　横桁の断面構成と応力度**

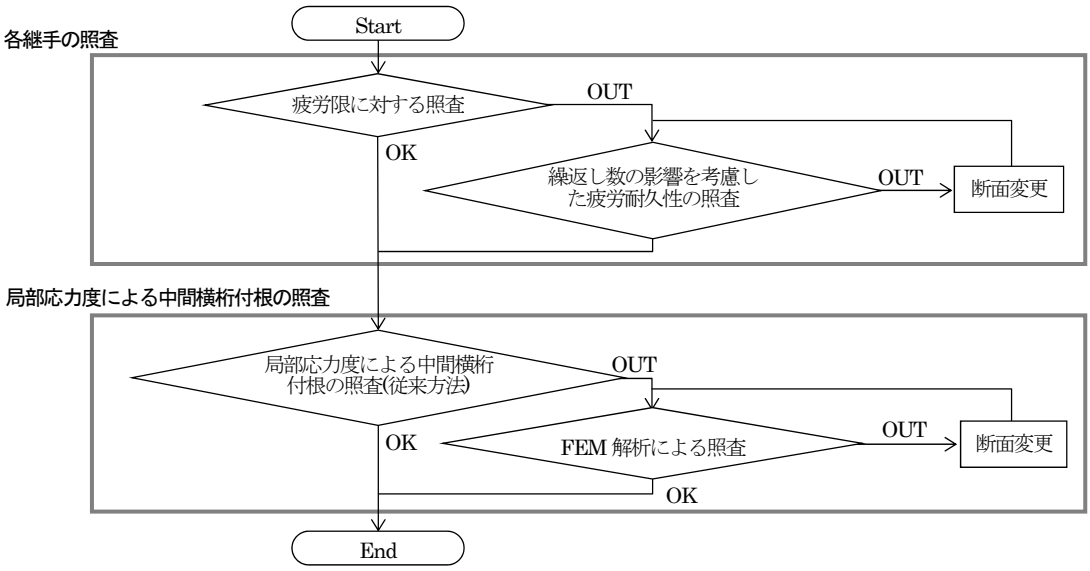
| 種別 | | 位置 | 断面 | 軸力 (kN) | 応力度(N／mm2) 発生 | 許容値 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 直線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | 中間部 | CT 144×204×12×10 | 234.6 | 63 | 98 |
| | | 端部 | CT 144×204×12×10 | 234.6 | 63 | 98 |
| | 合成・合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | 中間部 | **H 250×250×09×14** | 266.7 | 29.2 | 74.9 |
| | | 端部 | CT 144×204×12×10 | 298.6 | 80.2 | 98 |
| 曲線桁 | 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | 中間部 | CT 144×204×12×10 | 224.9 | 60.4 | 94.7 |
| | | 端部 | CT 144×204×12×10 | 224.9 | 60.4 | 94.7 |
| | 合成・合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | 中間部 | **H 250×250×09×14** | 270.8 | 29.6 | 73.1 |
| | | 端部 | CT 144×204×12×10 | 287.7 | 77.3 | 94.7 |

**表５　横構の断面構成と応力度**

## ４．４　疲労設計

１）疲労設計手順

疲労設計は以下の手順で行う（**図８**）。「各継手の照査」は、道路橋や鉄道橋で行われている一般的な疲労設計である（**図９**）。「局部応力度による中間横桁付根の照査」は公称応力に基づく従来手法に加え、FEM 解析による照査にて補足する。




※従来手法：大阪モノレールにおいて提案・採用され沖縄都市モノレール開業区間でも採用した、中間横桁の横桁・主桁接合部に対する疲労設計手法。
※疲労限の照査：最大応力範囲と一定振幅応力に対する応力の打ち切り限界を用いた照査。
※繰返し数の影響を考慮した照査：設計で考慮する期間内（今回は１００年としている）における繰り返し載荷の影響を考慮した線形累積被害側の考え方に基づき、変動振幅応力を考慮した照査。

**図８　疲労設計の手順**

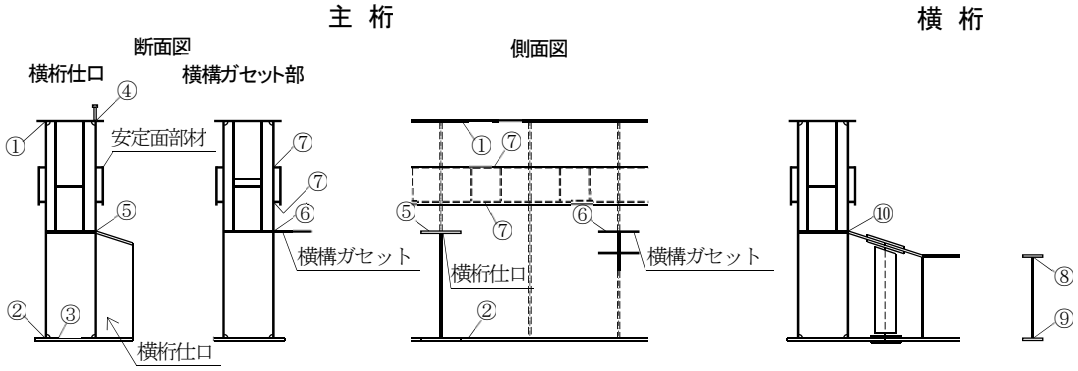



図９　各継手の照査箇所

２）各継手の照査

疲労限に対する照査を行ったところ、ダイヤフラム端（③）、横桁上・下フランジ首溶接部（⑧、⑨）及び横桁フランジ取付部（⑩）において、許容応力度範囲を超える結果となった。そこで、これらについては、繰返し数の影響を考慮した疲労耐久性の照査により再照査を行ったところ、許容を満足する結果となった。

３）局部応力度による中間横桁付根の照査

まず、従来の横桁疲労照査式に基づく照査を行ったところ、合理化桁では横桁本数削減によりせん断力が増大したため、許容を大きく上回る結果となった（**表６**）。

| | | 発生せん断力 | | 発生応力度 | | | ⊿σfa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Smax | Smin | σfmax | σfmin | ⊿σf | |
| 合成軌道桁（横桁・横構従来配置） | 横桁フランジ | 50.9 | −73.7 | 23.2 | −51.4 | 74.6 | 80 |
| | 主桁ウェブ | | | 20 | −43.7 | 63.7 | 80 |
| 合成・合理化鋼軌道桁（横桁・横構合理化配置） | 横桁フランジ | 142.1 | −144.4 | 55.2 | −60 | 115.2 | 80 |
| | 主桁ウェブ | | | 74.7 | −80.9 | 155.6 | 80 |

表６　局部応力度による中間横桁付根の照査（直線桁）

そこで、FEM 解析による局部応力の疲労照査を行うこととした。具体的には、横桁上フランジ付根および横構ガセット付根に対し、ソリッド要素でモデル化した FEM 解析によるホットスポット応力度により疲労照査を行った。その結果、繰返し数を考慮した照査においても許容を満足しない（**表７、図 10**）ため、何らかの対策が必要となった。

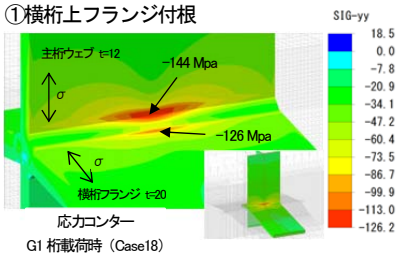
①横桁上フランジ付根

疲労限の照査

| 項目 | | 照査位置 | 中間横桁 横桁上フランジ | 中間横桁 主桁ウェブ |
|---|---|---|---|---|
| HSS | G1桁載荷時 | 最大値 | −2.3 | −2.7 |
| | | 最小値 | −88.5 | −107.5 |
| | G2桁載荷時 | 最大値 | 75.6 | 94.4 |
| | | 最小値 | 11.4 | 14.2 |
| | 最大値載荷ケース | σmax | 75.6 G2桁載荷時 | 94.4 G2桁載荷時 |
| | 最小値載荷ケース | σmin | −88.5 G1桁載荷時 | −107.5 G1桁載荷時 |
| 継手の分類 | | | 十字溶接継手荷重非伝達型（非仕上げの溶接継手） | |
| 継手強度等級（区分） | | | D | D |
| 2×10⁶回基本疲労強度 | | ⊿σf | 100 | 100 |
| 応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | ⊿σcad | 84.0 | 84.0 |
| 平均応力度に関する補正係数 | | Cm | 1.00 | 1.00 |
| 板厚に関する補正係数 | | Ct | 1.00 | 1.00 |
| 補正した応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | ⊿σcod | 84.0 | 84.0 |
| 設計最大応力範囲 | | ⊿σfud | 164.2 | 201.9 |
| 照査／判定 | | ⊿σfud/⊿σcod | NG | NG |

繰返し数を考慮した疲労の照査

| 項目 | 照査位置 | 中間横桁 横桁上フランジ | 中間横桁 主桁ウェブ |
|---|---|---|---|
| 設計応力範囲 | ⊿σid | 76.1 | 92.4 |
| 荷重載荷ケース | | G1載荷時 | G1載荷時 |
| 補正した応力範囲の打切り限界（変動振幅応力） | ⊿σvod | 61.5 | 61.5 |
| 耐用期間中の繰返し数 | ni | 3,905,500 | 3,905,500 |
| 疲労曲線を表すための定数 | C0 | 2.00E+12 | 2.00E+12 |
| 設計応力範囲(m乗) | ⊿σid^3 | 440,084 | 788,327 |
| 疲労寿命 | Ni | 4.545E+06 | 2.537E+06 |
| （累積）疲労損傷度 | D | 0.9 | 1.5 |
| 照査／判定(疲労限) | D≦1.0-OK | OK | NG |




②横構ガセット付根

疲労限の照査

| 項目 | | 照査位置 | 支間中央部横構ガセット 起点側(下) | 支間中央部横構ガセット 終点側(下) |
|---|---|---|---|---|
| HSS | G1桁載荷時 | 最大値 | 53.1 | 89.2 |
| | | 最小値 | 0.1 | 7.0 |
| | G2桁載荷時 | 最大値 | 62.2 | 20.6 |
| | | 最小値 | 3.9 | 3.3 |
| | 最大値載荷ケース | σmax | 62.2 G2桁載荷時 | 89.2 G2桁載荷時 |
| | 最小値載荷ケース | σmin | 0.1 G1桁載荷時 | 3.3 G1桁載荷時 |
| 継手の分類 | | | 十字溶接継手荷重非伝達型（非仕上げの溶接継手） | |
| 継手強度等級（区分） | | | E | E |
| 2×10⁶回基本疲労強度 | | ⊿σf | 80 | 80 |
| 応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | ⊿σcad | 62.0 | 62.0 |
| 平均応力度に関する補正係数 | | Cm | 1.00 | 1.00 |
| 板厚に関する補正係数 | | Ct | 1.00 | 1.00 |
| 補正した応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | ⊿σcod | 62.0 | 62.0 |
| 設計最大応力範囲 | | ⊿σfud | 62.1 | 85.9 |
| 照査／判定 | | ⊿σfud/⊿σcod | NG | NG |

繰返し数を考慮した疲労の照査

| 項目 | 照査位置 | 中間横桁 横桁上フランジ | 中間横桁 主桁ウェブ |
|---|---|---|---|
| 設計応力範囲 | ⊿σid | 53.5 | 76.7 |
| 荷重載荷ケース | | G2載荷時 | G1載荷時 |
| 補正した応力範囲の打切り限界（変動振幅応力） | ⊿σvod | 45.5 | 45.5 |
| 耐用期間中の繰返し数 | ni | 3,905,500 | 3,905,500 |
| 疲労曲線を表すための定数 | C0 | 1.02E+12 | 1.02E+12 |
| 設計応力範囲(m乗) | ⊿σid^3 | 152,779 | 450,479 |
| 疲労寿命 | Ni | 6.702E+06 | 2.273E+06 |
| （累積）疲労損傷度 | D | 0.58 | 1.72 |
| 照査／判定(疲労限) | D≦1.0-OK | OK | NG |

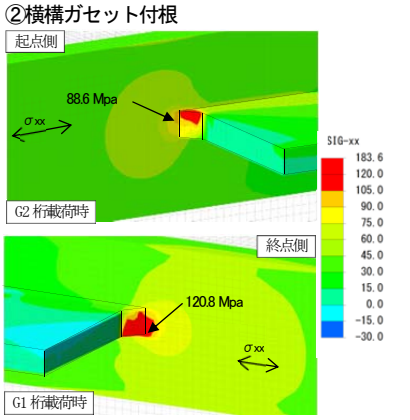
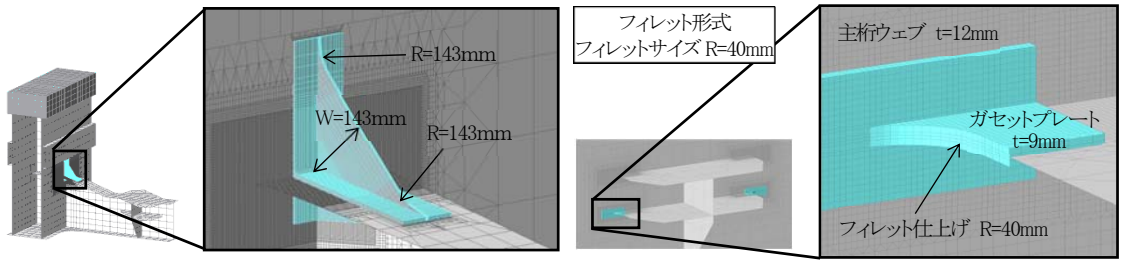



表７　照査結果

図 10　応力コンター

4）局部応力の対策と対策後の解析結果

横桁取付部の局部応力、横構ガセット端部の応力集中の対策は、フィレット部材の設置によるものとした（**図11**）。フィレットを応力伝達経路とし、継手部に局部応力が発生することを回避するものである。




**横桁取付部**　　**横構ガセット取付部**

**図11　フィレット設置後の解析モデル**

①横桁取付部の局部応力疲労照査

フィレット部材が応力伝達経路となることで継手部の局部応力が大幅に低減され、疲労限の照査において許容を満足する結果となった（**表８、図12**）。

| 項目 | | 照査位置 | 中間横桁 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 横桁上フランジ | 主桁ウェブ |
| HSS | G1桁載荷時 | 最大値 | −0.8 | −0.8 |
| | | 最小値 | −30.4 | 31.6 |
| | G2桁載荷時 | 最大値 | 26.8 | 29.2 |
| | | 最小値 | 4.0 | 4.3 |
| | 最大値 載荷ケース | σmax | 26.8 G2桁載荷時 | 29.2 G2桁載荷時 |
| | 最小値 載荷ケース | σmin | 30.4 G1桁載荷時 | 31.6 G1桁載荷時 |
| 継手の分類 | | | 十字溶接継手荷重非伝達型（非仕上げの溶接継手） | |
| 継手強度等級（区分） | | | D | D |
| $2\times10^4$回基本疲労強度 | | $\Delta\sigma f$ | 100 | 100 |
| 応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | $\Delta\sigma_{cad}$ | 84.0 | 84.0 |
| 平均応力度に関する補正係数 | | $C_R$ | 1.00 | 1.00 |
| 板厚に関する補正係数 | | $C_t$ | 1.00 | 1.00 |
| 補正した応力範囲の打切り限界 | | $\Delta\sigma_{cod}$ | 84.0 | 84.0 |
| 設計最大応力範囲 | | $\Delta\sigma_{fud}$ | 57.2 | 60.7 |
| 照査／判定 | | $\Delta\sigma_{fud}/\Delta\sigma_{cod}$ | OK | OK |

**表８　照査結果**

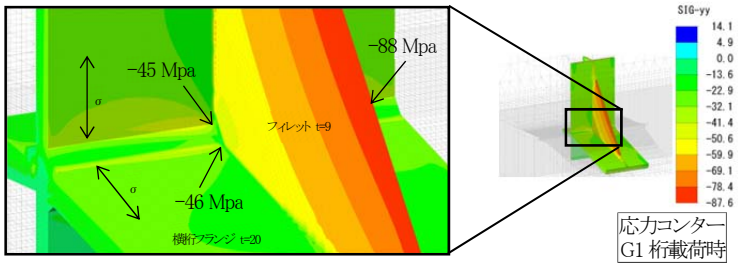



**図12　応力コンター**

②横構ガセット取付部の応力集中部の疲労照査

取付端部をフィレット仕上げとすることで、応力集中が大幅に緩和され、疲労限の照査において許容を満足する結果となった（**表９、図13**）。

| 項目 | | 照査位置 | 支間中央部横構ガセット | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 起点側(下) | 終点側(下) |
| HSS | G1桁載荷時 | 最大値 | 43.7 | 66.8 |
| | | 最小値 | 0.3 | 3.1 |
| | G2桁載荷時 | 最大値 | 46.7 | 17.4 |
| | | 最小値 | 3.1 | 2.8 |
| | 最大値 載荷ケース | σmax | 46.7 G2桁載荷時 | 66.8 G2桁載荷時 |
| | 最小値 載荷ケース | σmin | 0.3 G1桁載荷時 | 2.6 G1桁載荷時 |
| 継手の分類 | | | 十字溶接継手荷重非伝達型（非仕上げの溶接継手） | |
| 継手強度等級（区分） | | | D | D |
| $2\times10^4$回基本疲労強度 | | $\Delta\sigma f$ | 100 | 100 |
| 応力範囲の打切り限界（一定振幅応力） | | $\Delta\sigma_{cad}$ | 84.0 | 84.0 |
| 平均応力度に関する補正係数 | | $C_R$ | 1.00 | 1.00 |
| 板厚に関する補正係数 | | $C_t$ | 1.00 | 1.00 |
| 補正した応力範囲の打切り限界 | | $\Delta\sigma_{cod}$ | 84.0 | 84.0 |
| 設計最大応力範囲 | | $\Delta\sigma_{fud}$ | 46.3 | 64.2 |
| 照査／判定 | | $\Delta\sigma_{fud}/\Delta\sigma_{cod}$ | OK | OK |

**表９　照査結果**

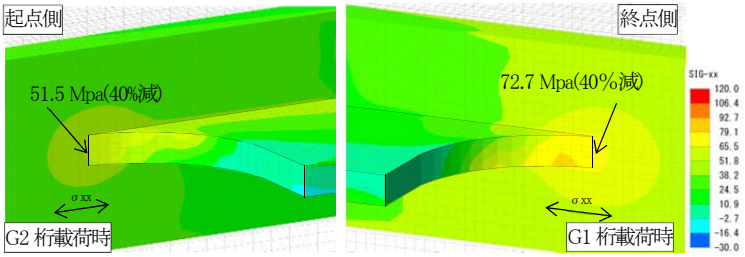



**図13　応力コンター**

## ４．５　まとめ

以上の検討結果から構造的な問題は解決されたものと判断し、延長区間において合成合理化鋼軌道桁形式を採用することにする。今回の結果は解析技術の高度化とフィレット構造の採用によりなし得たものであり、モノレール鋼軌道桁では全国で初めて採用することになる。当該形式の採用により、今後の維持管理費の縮減や安全安心な運行に寄与することを期待する。

**謝辞**：本検討にあたり、琉球大学の有住教授と下里准教授に多くのご指導、ご助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

# 「国際通り線シンボルロード整備事業」について

沖縄県　土木建築部　道路街路課　街路整備班
班　　長　仲嶺　　智

## １．はじめに

沖縄県那覇市の国際通りについては、戦後の焼け野原からの『復興のシンボル的な存在』であり、昭和 47 年の日本本土復帰後は観光需要の高まりと相まって、国内外から訪れる観光客の観光スポットとしての役割とともに、週末はトランジットモールの実施など中心市街地の活性化にも寄与する活気に溢れた通りとなっている。

一方、沖縄県は戦後からモノレールの整備前まで、鉄道等の基幹交通がないことから、移動の際は車両に依存する割合が高く、特に那覇市は混雑時平均旅行速度が約１７ｋｍと三大都市圏より遅く、国内で最も交通渋滞が激しい地域となっております。

その中心市街地にある国際通りについては、日当たり約１７，０００台（平成２２年）もの車両が往来する箇所でもある。

このような社会情勢の変化の著しい中で国際通りの変遷をたどりながら、平成１１年度から平成２５年度まで実施した国際通り線シンボルロード整備事業を紹介することとする。




**写真１　昭和３０年頃の国際通り**

## ２．戦後の国際通りの整備

国際通りについては、那覇市の県庁北口交差点から安里三叉路までの約１．６ｋｍの通りの名称であり、戦後の焼け野原からめざましい発展を遂げたこと、長さが１マイルであることから、「奇跡の１マイル」とも呼ばれ、戦後復興のシンボルとして多くの県民に親しまれた通りであった。

また、当時、道路沿いに「アーニー・パイル国際劇場」との映画館が存在したことから、映画館の名にちなんで「国際通り」との名称が定着することとなった。

戦後の国際通りの整備については、昭和２７年から昭和２９年にかけて琉球政府の前身となる沖縄群島政府が那覇市と協力し車道幅員１０．８m、歩道幅員３．６mの両側で計１８mの整備を行ったことから、現行の幅員はその当時で確保されることとなる。

## ３．観光振興と交通悪化

昭和４０年に国際通りは、市道から琉球政府道に位置づけられ、昭和４７年の祖国復帰にともない県道となり、以後の整備・管理は沖縄県が行うこととなる。

---

キーワード　　国際通り線　電線共同溝　ポケットパーク
〒900-8570 那覇市泉崎 1-2-2 沖縄県道路街路課　　TEL 098-866-2390

昭和５６年には、国際通りの観光需要の高まりに対応するため、車道幅員を狭め、歩道を３．６ｍから４ｍに改修工事を行ったことから、歩行空間の快適性が確保され沿道の土産品店へのアクセスの向上が図られることとなった。

一方、沖縄県の交通事情については、鉄道等の基幹交通が無いこともあり、車に依存する割合が高く、観光振興の発展とともに那覇市の都心部の交通事情は悪化することとなった。

特に、国際通りにおいては、交通量も多いことに加え、停車帯が１．７５ｍあることから停車する車両も多く、そのため慢性的な交通渋滞は日常茶飯事となり観光産業への悪影響が懸念されることとなった。



**写真２　昭和６０年頃の国際通り**

４．整備方針

平成になると、国内からの観光客だけではなく、国外からの観光客も増えることとなり、特にアジア諸国からの観光客の増加も著しい伸びを示すようなってくる。

また、近年においては、郊外の大型店舗の進出により中心市街地の空洞化が進んだため、那覇市は「中心市街地活性化基本計画」を策定し、国際通りやその周辺の活性化に取り組んでいるところであった。

そのような中、国際通りについては沖縄の新しい「顔」、風土に根ざした魅力ある「みち」を目指すこととし、「国際通り線シンボルロード整備事業」を立ち上げ、快適な歩道空間の創出を目的とし、歩道の拡幅、電線類の地中化、ポケットパークの整備を行い、あわせて市街地活性化を図り、豊かで活気ある街づくりを行うこととした。

（１）道路の整備

通常、交通渋滞の緩和と快適な歩道空間の確保を考えると、沿線の用地買収を行い歩道の拡幅を行うところであるが、国際通りについては、沿線の賑わいが魅力の一つであることから、基本的に、用地買収は行わずに沿道の改善を図ることとした。



**写真３　路肩のインターロッキングブロック**

そのため、交通渋滞の原因のひとつに、停車する車両の存在があることから、停車帯を１．７５ｍから１ｍの路肩に狭めることとした。また、１ｍの路肩については、インターロッキングブロックで整備を行うこととし、視覚的に歩道空間の領域を広げる効果を図ることにより、停車する車両は減少し、交通渋滞は以前と比較し緩和されているところである。

なお、１ｍの路肩については、商店への搬出入車両が荷さばきをするため、停車しても本線の流れに影響が生じないよう、通り会との協議の中で決定している。

（２）歩道の整備

車道を０．７５ｍ狭めたことにより、歩道については４ｍから４．７５ｍへ拡幅することができ、安心で快適な歩行空間は確保されることとなった。



写真４　歩車道の段差の形状

また、国際通りについては、週末のトランジットモールの実施や夏の「一万人のエイサー踊り隊！」や１０月の「那覇祭り」「首里城祭」等、各種イベントにも対応するため、歩車道を一体的に利活用する必要から、歩車道の段差を５ｃｍとしフラットタイプの歩車道境界ブロックを使用している。

ここで、歩道の修景については、沖縄の顔となる通りとして、古今東西さまざまな文化を吸収しながら発展してきた「チャンプルー文化」を体現するような場所であって欲しいとの要望があり、デザイン・コンセプトとして海（県庁側）から首里（安里側）へと至るストーリーを縦糸として、また個々の場所の故事来歴、花鳥風月、工芸、風俗などを横糸として、「一大絵巻物語」のデザインを考え、全長１．６ｋｍを飽きずに歩くため、３８街区毎に異なるパターンを配置した。

また、歩道の修景を図る素材としては、琉球王国の時代から沖縄との絆の深い中国福建省産の御影石を使用することとし、色はベースを白色、模様を赤色とし、南国沖縄にふさわしい明るいパターンで構成した。



写真５　歩道の修景パターン

（波：県庁側）



写真６　歩道の修景パターン

（伝統柄：安里側）

また、視覚障害者用の誘導用ブロックについては、弱視の方にも配慮することとし、ベースとなる白色の御影石に対し、同一の質感である緑色の御影石を使用することにより輝度比を高め、際立たせる工夫を行った。

（３）バスベイの整備

国際通りについては、歩車道の段差を５ｃｍとしていることから、「国際通り線整備計画協議会」の中で、バスの乗降する際の段差が約３０ｃｍ程度あり、高齢者等に対してはかっこ「きつすぎる」との意見が示された。



写真７　バスベイの構造

つまり、バスの乗降については、歩道が高い方が容易であるが、一方、バスベイ箇所の歩道部分を高くすると、歩道の進行方向に段差を生じることとなる。また、一部乗降用の階段等の設置も検討されたが、歩行者に対しては障害物となることが懸念された。

そのため、歩道の高さは一定にすることとし、バスベイ箇所の幅員が３ｍあることから、歩道側へ勾配を付けることで、車道部のバスベイ箇所を下げることができ、バスの乗降の際の段差の解消を図った。

当該バスベイの構造については、前衛的な取り組みとして、平成２０年財団法人国土技術センター発行「道路の移動円滑化整備ガイドライン」で紹介されているところである。

（４）電線類地中化

電線共同溝には沖縄電力、NTT 他７社が入構しているところであり、その構造については整備コストが安価で、沿道の商業店舗に配慮し施工が短期間で完成するＣ・Ｃ・BOX タイプを採用することとした。




写真８　Ｃ・Ｃ・BOX の施工状況

ここで、Ｃ・Ｃ・BOX の可とう管の施工について、通常では管が多数となる場合の敷設は、蛇行防止の観点から一段毎に埋め戻しを行い、段数を上げていくこととなるが、国際通りの場合は時間的な制約があることから、管枕で束ねることにより一括的な施工を可能とし、施工スピードを高めることとした。

当時、可とう管を束ねる管枕については、他に施工事例はないため、メーカーサイドで実証実験を行い、敷設及び埋め戻し等の一連の施工性や施工後の路面の不陸や陥没など無いか確認した上で採用に至ったところである。

しかし、整備にあたっては、難航を極めることとなる。

国際通りは沖縄県の観光スポットであることから、商店街の営業や沿道の交通に配慮することとし、工事は夜間２３時から朝の６時まで行うこととしたため、日当たりの施工量が僅かとなり、工期が長期間に及んだ一因となっている。

また、施工については上下水道の移設が伴うため、移設を行いながら管を敷設するために夜間の施工はさらに難航するとともに、昼間は占用者との調整や沿道の住民対応に追われることとなった。

その中で、工事を進めるにあたっては、通り会との連携を密に行い、通り会を通じて事業内容の説明や工事内容の周知を図ったことから、個々としての要望は、その都度対応することとし、通り会の総意として理解は得られたものと考えている。

また、地域貢献の一環として週１回、金曜日の夜から土曜日の朝までの工事のあとは、沿線の清掃活動を行うなどの活動をしたことも通り会の理解を得られた要因と考えている。

（５）ポケットパークの整備

国際通りのポケットパークについては、那覇市策定の「那覇市中心市街地活性化基本計画（平成１１年３月）」及び「那覇市都市計画マスタープラン（平成１１年４月）」において国際通りの活性化策として位置づけられている。



写真９　ポケットパークの状況

ポケットパークの整備については、国際通りにおいてバス待ち客の影響により、一般歩行者の通行の障害となる箇所に設けることとし、「歩行者滞留スペース」として拡幅範囲を都市計画決定したうえで、街路事業として「ポケットパーク」の整備を行うこととした。

また、整備内容については、学識経験者や通り会の代表者を交えた「国際通り線ポケットパーク勉強会」において、取り交わされた意見に基づき計画された。

その中で、ポケットパークは歩道の延長であることから、歩道と同様に福建省産の白と赤の御影石を使用することとし、舗装デザインは歩道と整合が取れたものとすることとした。

ここで、最も「人の溜まりが」が期待される国際通り中央部のポケットパークについては、多目的イベント型パークとして利用されることから、樹木による緑陰の創出を図ることとし、広場内にはイベントの支障となるような固定施設は設置しないこととした。

なお、那覇市は当該箇所に観光リゾート地のイメージアップと情報発信力の強化を図ることを目的として、平成２５年度にポケットパーク前面に大型スクリーンの設置を行っているところである。

５．整備後の状況

歩道が拡幅され、電線が撤去されたことから歩道における開放感は著しく、また植栽については、ヤエヤマヤシが立ち並び、沿道の商店街は個性豊かな品揃えがあることから、異国情緒あふれ活気に満ちた街並みに変貌を遂げている。

活気ある街並みは、夜も勢いを失せることなく、照明灯に照らされた歩道には、絶え間なく観光客は往来し、商店街も夜１０時頃まで営業を続ける。

週末になるとトランジットモールが実施され、多くの来場者とともに、ポケットパークでは歌や踊りなどのストリートパフォーマンスが繰り広げられ、盛りだくさんの演出が楽しめるほか、通りにはオープンカフェが設けられ、気軽に休みながら沿道の賑わいを感じることができる。

また、沿道においては、国際通りの整備と合わせ、安里地区市街地再開発整備が平成２３年度に完成し、国際通りに面した箇所は空間が大きく取られるとともに、モノレール牧志駅が自由通路により連結されアクセス性も一段と向上しているところである。



写真１０　施工完了後の状況



写真１１　モノレールとの連結

６．各種イベント

国際通りは整備が完成した現在、多くのイベントが開催されている。

その中で、「一万人のエイサー踊り隊！」については、通り会や商店街が主体となり毎年８月の上旬の盛夏の頃に開催される。今年で２１回目を迎えることとなるが、約３０組の青年会や子供会が、国際通りの１０箇所において演舞をする姿は、太鼓の音の迫力もあり、勇壮で華やかである。

また、沿道には演舞と見ようと人盛りにあふれ、近年は外国人の姿も多く見られる。



写真１２　一万人のエイサー踊り隊！



写真１３　那覇市による打ち水状況

このイベントを盛り上げるために、那覇市では沿道の美化と熱中症対策の一環として、歩道下に敷設している上水道の幹線から水を取水し打ち水を行い、沿道の埃を抑え、体感温度の低下を図っている。

また、平成２７年３月２５日から５日間開催された「沖縄国際映画祭」の際は、初日に国際通りの車道にレッドカーペットを敷き詰め、映画祭の出演者が登場するランウェイを設置した。車両から降りた出演者は沿道埋め尽くす観光客や映画ファンの歓声を浴びてランウェイを歩き、最終地点はポケットパークに設けられたひな壇に出演者が一同に会することとなる。



写真１４　沖縄国際映画祭式典状況



写真１５　沖縄国際映画祭式典状況

この他にも、１０月下旬から１１月上旬に開催される首里城祭のメインイベントの「琉球王朝絵巻行列」や、１２月上旬に開催される「那覇マラソン」のコースの一部になるなど、国際通りは各種イベントに活用されているところである。

## ７．おわりに

国際通りの街路事業を推進するにあたっては、沿道と地域との関わり合いが深くまた歴史があり、沿道の方々が強い絆で結ばれていることから、そのコミュニティーを崩すことなく、多くの意見を反映できたことが成功の要因と考えている。

また、通り会の方々には、計画の策定から工事に至るまで理解を頂き、大変感謝しているところである。その中でも特に通り会を構成する４つの組織の代表者の方々には、電線類地中化に伴う工事の際に、沿道の商店街への説明や地上機器の設置に関する同意取り付けなどに協力を頂き、当該事業が滞りなく進捗できた最大の要因であり深く感謝したい。

また、電線類地中化に伴う電柱の抜柱の際には、近くの久茂地小学校の児童を中心として「電

柱さんありがとう！」と題する劇も開催され、街路工事により便利になる期待と、これまで電力を供給してくれた電柱への感謝を劇にしてくれたことに、地域の感心の高さを知ることができ、また、少なからず事業者として歓びを感じた。

今後とも、国際通りにおいては、沿道の開発や街の発展に伴い街路等のインフラについて、新たな機能整備も必要となるであろう、その中で今回の様に地域と行政が一体となり、将来のあるべき姿を考えるのであれば、沿道の活気ある賑わいは持続・発展し、その名にふさわしい国際観光都市として役割を担う通りとなることを期待したいと思う。

# 那覇空港新滑走路進入灯橋梁基本設計

前里　尚[1]・田中　貴之[1]

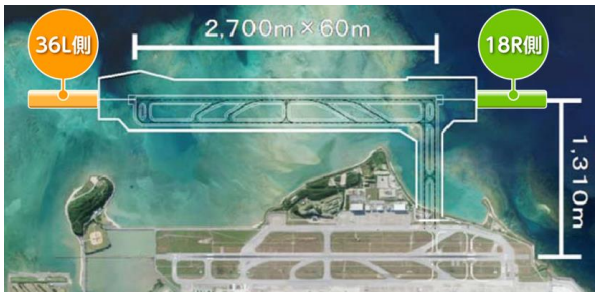
[1]那覇港湾・空港整備事務所　那覇空港新滑走路整備推進室（〒901−0142 沖縄件那覇市鏡水344）

本業務は那覇空港新滑走路増設に伴う進入灯橋梁の基本設計業務である．架橋地点の厳しい自然条件，タイトな供用予定スケジュールに合致した橋梁計画，施工計画を実施した．

キーワード　進入灯橋梁，ジャケット構造，鋼管桁，琉球石灰岩

## 1.　概要

本業務は那覇空港新滑走路増設に伴い，増設滑走路両側の18側（北側）36側（南側）海上に設置される航空機進入灯用の橋梁構造物の基本設計業務である．図−1に位置図を示す．




図−1　増設滑走路と進入灯橋梁の位置図

18側進入灯橋梁の橋長は548m，護岸側は水深変化が激しく，沖に遮蔽物がなく波浪条件が極めて厳しい200m区間についてはジャケット式パイプラーメン構造を採用した．上部工は波，風に対して有利な鋼管桁構造を採用した．

同沖側は波浪の影響を避けた高さまで橋梁縦断を上げて安全性を確保すると共に，鋼管桁の支間を40mとして橋脚数を減らし，4本杭を採用する事で海底地盤から約30mもの突出長に耐えうる構造とした．基礎杭は非常に固い琉球石灰岩を確実に打ち抜くことができる工法として，IHCハンマによる打込杭工法を採用した．

36 側進入灯橋梁の橋長は 575m ，水深が浅く，長時間にわたる海上施工が困難であるため施工確実性に配慮し，桟橋による施工とした．36 側は水深が浅く，突出長が短いため，鋼管桁の支間を 30m，基礎杭を 2 本杭として，経済性と構造安定性を確保した．

## 2.　現状と課題

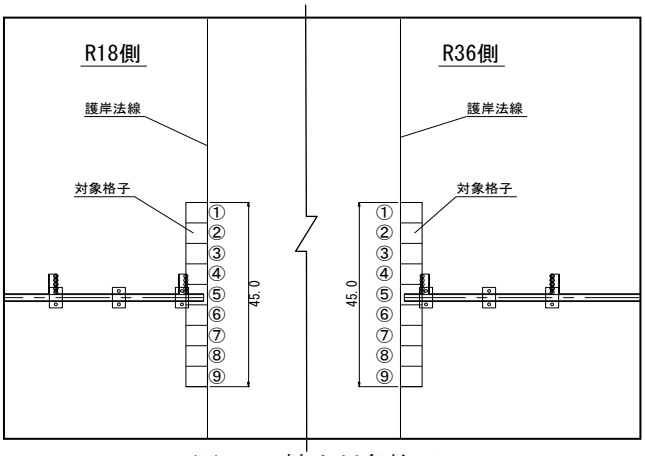
(1)　厳しい波浪条件

進入灯橋梁に作用する波力を算定するため設計波頂高を設定する．表−1に設計条件を示す．

表−1設計条件

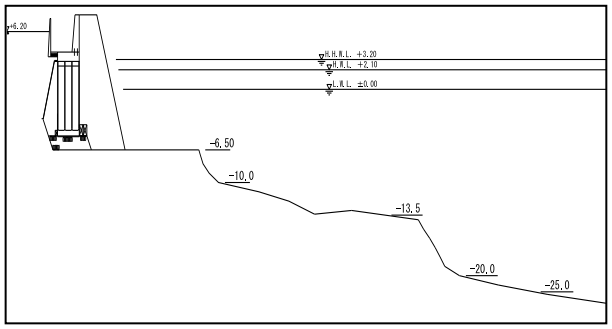
| | |
|---|---|
| 設計潮位 | H.H.W.L　DL+3.2m |
| 確率波高 | 50年確率波高 |
| 対象波向 | N,NNW,NW,WNW,W,WSW,SW,SSW,Sの9波向き |

ブシネスク方程式（NOWT-PARI　Ver. 5）による波浪変形計算結果から設計に用いる設計波高を抽出した．抽出範囲は図−2 に示す進入灯設置位置周辺の45m 範囲とした．




図−2　抽出対象格子

設計波高から進入灯橋梁に到達する波頂高を算定する．対象箇所は浅海域であるため，波頂高の算定には波の有限振幅性を考慮した．18 側進入灯橋梁が設置される箇所は N2 護岸部であり，護岸前面は DL-6.5m で浚渫されている．よって，18 側進入灯橋梁に考慮する波頂高は図−3 に示す地盤高（DL-6.5m～DL-25.0m）で算定した．




図－3　波頂高算定地盤高（18 側）

波頂高の算定に用いる波浪条件を表－2 に示す.

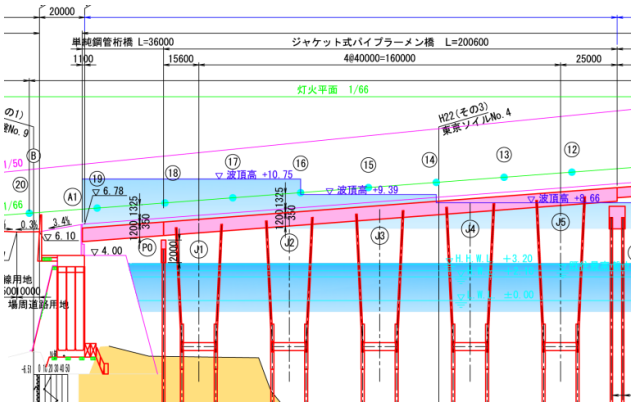
表－2　波浪条件

| 項目 | 単位 | 値 |
|---|---|---|
| 潮位　H.H.W.L | DL　m | 3.2 |
| 設計換算沖波波高　Ho’ | m | 4.4 |
| 周期　T | s | 14.3 |
| 波長　Lo | m | 319 |

各地盤高における設計有義波高 $H_{1/3}$ は設計換算沖波波高から浅水係数の算定図により算定した．設計最高波高 Hmax は対象箇所が非砕波帯であるため $1.8H_{1/3}$ を用いた．18 側海域は水深変化が激しく，沖に遮蔽物がないため，最高波高 Hmax は+10.06m となった．結果，有限振幅性を考慮し，護岸付近の波頂高は+10.75 となった．表－3 に各地盤高における波頂高，図－4 に進入灯橋梁と波頂高の関係を示す.

表－3 波頂高算定結果表

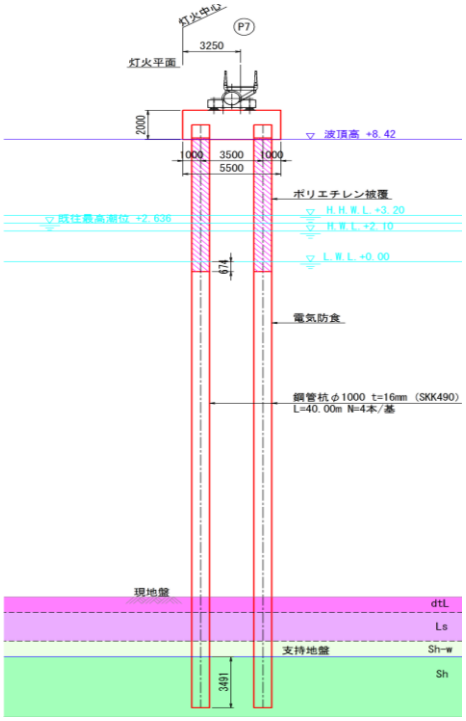
| 地盤高 (DL) | 水深 h(m) | H1/3／h | η /Hmax | η max(m) | 波頂高 (DL) |
|---|---|---|---|---|---|
| -6.5 | 9.70 | 0.58 | 0.75 | 7.55 | 10.75 |
| -10.0 | 13.20 | 0.37 | 0.77 | 6.71 | 9.91 |
| -13.5 | 16.70 | 0.27 | 0.76 | 6.19 | 9.39 |
| -20.0 | 23.20 | 0.18 | 0.71 | 5.46 | 8.66 |
| -25.0 | 28.20 | 0.15 | 0.70 | 5.22 | 8.42 |



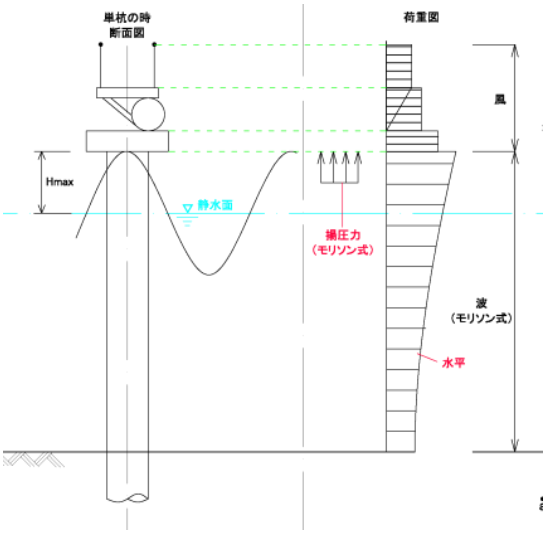

図－4　進入灯橋梁と最高波頂高の関係（18側）

進入灯橋梁は図－5に示すように桁の上に点検歩廊がある構造であり，一般的な橋梁と比べて軽い．RC 桟橋のように杭頭部を一体化させる版構造とした場合，非常に大きな揚圧力を受け，杭が引き抜かれ，構造的に成立しない可能性がある．図－6に計画橋梁に作用する波力の模式図を示す.

このような厳しい波浪条件下で進入灯橋梁を構造的に成立させる工夫が求められる.




図－5　　橋梁断面図（鋼管桁部）




図－6　　橋梁断面に作用する揚圧力模式図

(2)　特殊な地質条件

架橋地点周辺の地質条件として特筆すべきは琉球石灰岩である．沖縄県に広く分布する琉球層群である琉球石灰岩は海中の珊瑚や貝殻などが堆積してできた多孔質の強固なサンゴ岩であり，推定支持層で

ある島尻泥岩の上に堆積している．琉球石灰岩は標準貫入試験のN値は11～750とバラツキが非常に大きいが，非常に固い地層である．鋼管杭を支持層へ打ち込むため，確実に琉球石灰岩を打ち抜く工法が求められる．

(3) タイトな事業工程

新空港の供用開始予定は平成32年3月末であり，施設・設備工事，フライトチェックを考慮すると平成31年3月末までに進入灯橋梁工事を完了させる必要がある．

実施設計，工事発注手続きを加味すると，実質の工事期間は平成28年10月～平成31年3月までの最大2年9ヶ月となる．18側は先に述べたように増設滑走路の北側に位置することから，波浪条件が厳しく冬季は海上工事ができないため，現場工事期間は1年間に限られる．

このような状況下で新滑走供用開始までに確実に施工が可能な橋梁計画，施工計画が求められた．

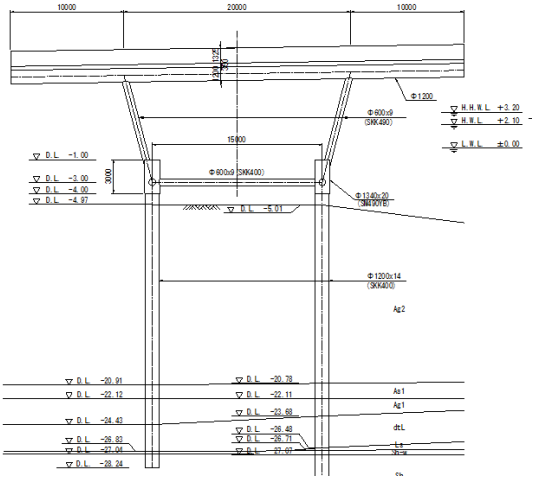
## 3. 課題に対する解決策

(1) 波浪条件に対する解決策

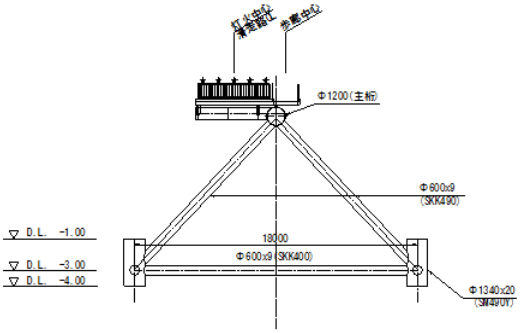
波力に対しては水平方向と鉛直方向，それぞれに対して対策を講じた．

水平方向に対しては上部工に鋼管桁を採用し，円形断面とすることで波力を低減した．鉛直方向に対しては，波浪条件が極めて厳しく，最高波頂が上部工より高くなる18側進入灯（200m区間）について，図－7，図－8に示す桁と杭を結合するジャケット式のラーメン橋とし，揚圧力に耐える構造とした．その他，不測の事態への対応として落橋防止装置の設置を計画している．

揚圧力が作用する条件下において単純鋼管桁における検討も実施したが，鋼管杭の本数が約8倍の35本となり経済性比較により非選定としている．




図－7 ジャケット式進入灯構造図（横断図）

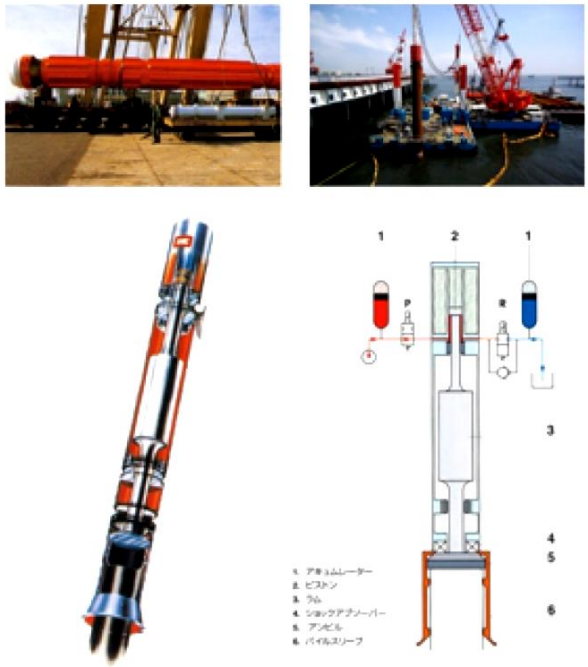



図－8 ジャケット式進入灯構造図（断面図）

(2) 地質条件に対する解決策

一般的な地盤の場合，通常の打撃工法により杭基礎を打ち込む事が可能であるが，那覇空港の平成18年度進入灯橋梁工事の経験より通常の打撃工法により琉球石灰岩を打ち抜くことは困難である．そのため琉球石灰岩の打ち抜きに対してIHCハンマ工法，ボタンビット付バイブロハンマ工法，RSプラス工法（ウォータージェット＋セメントミルク根固め球根）を比較検討した．

図－9に示すIHCハンマ工法は打撃エネルギーを2t・m～28t・mまでステップレスで調整することができる工法であり，施工時の地盤抵抗力に応じた打撃エネルギーで打設が可能である．エアーにより圧気をハンマー内部に送り込むため水中での使用も可能であり，那覇港や那覇臨港道路の施工実積があること，かつ経済性に優れることから，IHCハンマ工法を採用した．



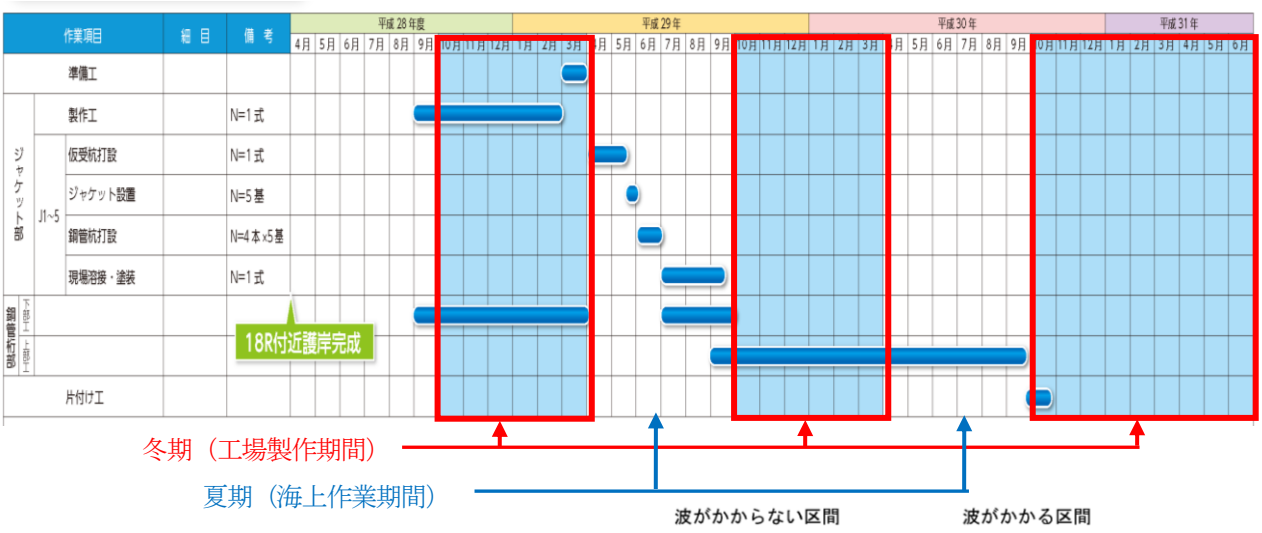

図－9 IHCハンマ概要図

(3)タイトな事業工程に対する解決策

進入灯橋梁工事工程は18側護岸（N護岸）完成後から橋梁上部灯火工事（航空局工事）着手までの2年9ヶ月がクリティカルである．効率的かつ効果的な施工計画策定のため波浪条件が厳しく海上工事が見込めない冬期の期間（10月～3月）を主に橋梁構造物の工場製作期間とし，春から秋（4月～9月）の現場海域の静音時期を海上施工期間として計画することで平成31年3月までに完成可能な工程を計画した．表－4に工程表を示す．

18側は水深が深く，船舶による工事が可能であるため，上部工はジャケット構造を採用してジャケットの一括架設，基礎杭は杭本数を最小の4本として杭の打設期間の短縮を図った．

表－4　進入灯橋梁 18 側　施工工程計画

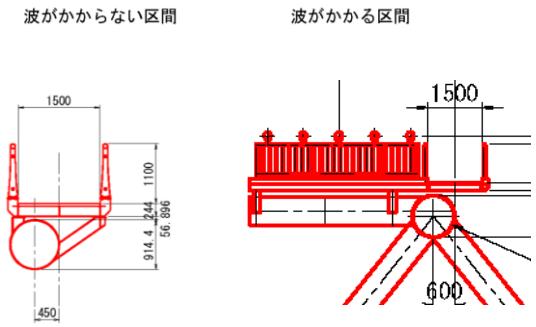



4.　今後の課題

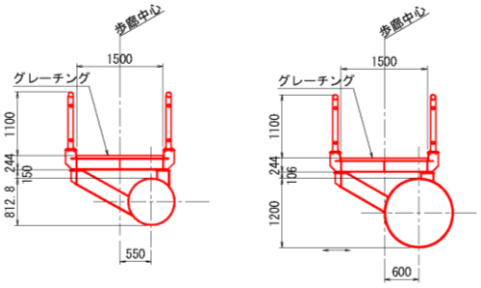
(1)渦励振に対する安定性について．

海上空港の進入灯管理路として使用される進入灯橋梁は，直径1m程度の鋼管の上に幅員が1.9mのグレーチング床板の歩廊が設置された構造となる．支間長は20m～50mであるが幅員が狭いため，細長比（＝支間長／幅員）で比較すると国内有数の長大箱桁橋と同程度の細長比となり，低風速で渦励振が発生する可能性がある．過去に風洞実験の結果から低風速から渦励振が発生し，鋼管と歩廊の間隙を広げる等の制振対策が実施された経緯がある．

本設計では18側進入灯橋梁の鋼管桁がφ1200mm，φ914.4mm．36側進入灯橋梁の鋼管桁がφ1200mm，φ812.8mmである．図－10，図－11に断面を示す．




図－10　18側進入灯橋梁鋼管断面図

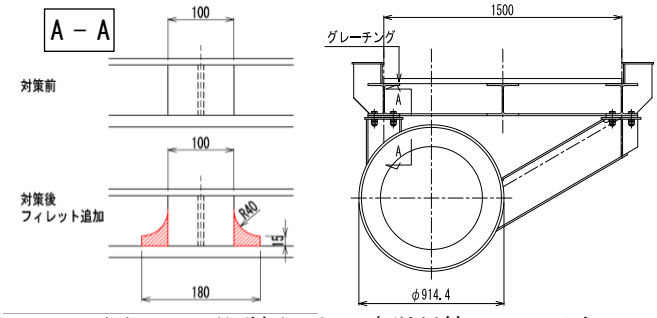



図－11　36側進入灯橋梁鋼管断面図

今後詳細設計において渦励振に対する照査を実施し，必要に応じて耐風対策を講じる。

5.　終わりに

翌年度実施した詳細設計において，渦励振による疲労対策として，φ914.4mm断面の歩廊ブラケット溶接部にフィレットを追加することにより疲労耐久性を確保した。図－12に対策断面を示す．




図－12　渦励振による疲労対策　　以上

参考文献

国土交通省大阪航空局：進入灯橋梁（偏心断面鋼管桁）の耐風安定性の検討について. 土木学会第64回年次学術講演会, 平成21年9月

# 亜鉛めっきボルト上の塗装用下地仕様に関する検討

琉球大学○髙江洲秀仁 正会員 下里哲弘,有住康則 株式会社建設技術研究所 荒巻聡,平原慎也,藤本圭太郎

## １．研究の背景と目的

沖縄では，高力ボルト継手で，防錆ボルトを使用していたもののボルト部より腐食が発生し，ボルトの防食性能の向上が維持管理上の大きな課題となっている．継手部の錆発生要因は，エッジ部で塗装膜厚が薄くなることや施工時についた傷，ボルト潤滑材の影響，防食下地が無いこと等の複数の要因による複合劣化であると考えられている．

一般的に，防食下地の上に塗装が施されたものを重防食塗装というが，ボルト継手部においては防食下地が施されていないことが多く，腐食に対して弱点となることは必然である．

本研究では，これらの対策としてメッキを防食下地としたメッキボルトやメッキボルトにさらに短期防錆とともに潤滑機能も有したコーティングを施したボルトについて防錆性能に関する試験を実施して，これらの対策の有効性について検討した．また，メッキボルトに防錆ボルトコーティングを施した事例はほとんどなかったため，ボルト軸力の低下や付着力に与える影響についても検討した．さらに，防食便覧[1]においてメッキ上の塗装は，一般部については記載されているが，継手部については明記されていない．メッキボルトに塗装を施す際には一般部の仕様を参考に３種ケレン程度の目粗しが必要と考えられるが，その必要性についても不明確であった．

## ２．試験供試体と概要

### 2.1 供試体数量

表-１に示す数量で，潤滑剤と素地調整の有無をパラメータとして，リラクセーション試験および塩水噴霧試験とアドヒジョン試験を実施した．

表-１ 試験数量

| 潤滑剤 | 素地調整 | ﾘﾗｸｾｰｼｮﾝ試験 | 塩水噴霧・ｱﾄﾞﾋﾞｼﾞｮﾝ試験 |
|---|---|---|---|
| 防錆ﾎﾞﾙﾄｺｰﾃｨﾝｸﾞ | なし | ３体 | ３体 |
| 金属石鹸 | なし | ― | ３体 |
| 金属石鹸 | 目粗し | ３体 | ３体 |

### 2.2 リラクセーション試験

メッキボルトと塗装の間に防錆ボルトコーティングを施すことによる軸力低下への影響を検討した．100mm×300mm×13mmの長手方向に100mm間隔で削孔した鋼板を３枚重ね，頭部に二軸ひずみゲージを貼り付けたM22-80（F8T）のメッキボルト３本で締結したものを１セットとし，すべてのボルトで軸力を計測するため，試験数量は１セットで３体とした．計測間隔は30分で50時間実施した．

### 2.3 塩水噴霧試験およびアドヒジョン試験

防錆ボルトコーティングの付着力と金属石鹸を用いる際の目粗しの必要性について検討した．それぞれ中央に削孔した母板１枚（280mm×80mm×6mm）を添接板２枚(80mm×80mm×6mm)で挟み，M22-60（F8T）のメッキボルトで締結した．ボルト締結後，実際の現場でのボルト締結から塗装までの期間を再現するために１週間の複合サイクル試験（温度・湿度S6サイクル35℃・90%×2h　40℃・50%×6hを１サイクルとし5%NaCl水溶液を３サイクルに１度塗布）を実施した．その後，防錆ボルトコーティングを施していない供試体に対しては，ウエスで金属石鹸を拭取り，その半数の供試体に対して３種ケレン程度の目粗しを実施し，すべての供試体に対して**図-１**に示すふっ素樹脂塗装を施した．

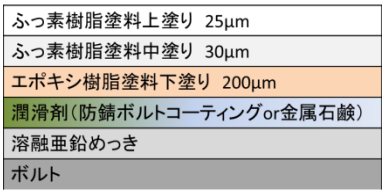



**図-１ メッキボルトへのふっ素樹脂塗装仕様**

製作した供試体に対して，促進試験として塩水噴霧試験（温度35℃、5%NaCl水溶液）を実施し，試験開始前・264時間後・504時間後において，腐食状況の確認およびボルトナット部でのアドヒジョン試験を実施した．アドヒジョン試験では，ボルトナット側面６面の内３面に直径10mmの端子を接着し，**写真-１**に示す試験機で端子を引っ張り，剥離した時の強度を測定した．



**写真-１ アドヒジョン試験状況**

## ３．試験結果及び考察

### 3.1 リラクセーション試験

軸力保持率を**図-２**および**図-３**に示す．溶融亜鉛めっきボルトの軸力低下は一般的に15%程度とされているが[2]，防錆ボルトコーティングを施した供試体では軸力保持率が85%程度であり，潤滑剤に金属石鹸を用いたメッキボルトよりも高い軸力保持率であることから，防錆ボルトコーティングがボルトの軸力低下に与える影響はほとんどないと考えられる．

キーワード ふっ素樹脂塗装 塩水噴霧試験 高力ボルト アドヒージョン試験
連絡先 〒903－0213 沖縄県中頭郡西原町字千原１番地
国立大学法人 琉球大学 工学部 環境建設工学科 TEL：098-895-8666，FAX：098-895-8677

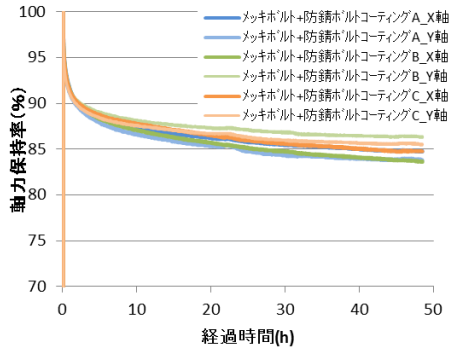



図- 2　軸力保持率（防錆ボルトコーティング）

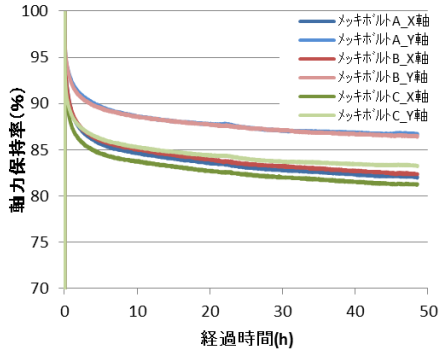



図- 3　軸力保持率（金属石鹸）

### 3.2　塩水噴霧およびアドヒジョン試験

塩水噴霧試験結果として**表- 2** にボルトナット部の腐食状況の一例を示す．すべての供試体で錆が確認できなかった．本試験で実施した期間（504 時間）はふっ素樹脂塗装のみで耐久可能であったと考えられる．

**表- 2　塩水噴霧試験結果（一例）**

| 撮影時間 | 開始前 | 264 時間 | 504 時間 |
|---|---|---|---|
| 状況写真（防錆ボルトコーティング） |  |  |  |

**図- 4** には各時間における付着力を剥離面で整理したグラフを，**図- 5** には今回の試験で設定した剥離面の位置を示す．アドヒジョン試験での剥離は，最も付着力が小さい層で発生するため，剥離面以外の層は剥離面以上の付着力を有する．よって，本試験で必要とする付着力は，メッキ面およびコーティング内で剥離したものとなる．また，防錆ボルトコーティングの供試体の内 1 体が接着面で剥離したが，これは端子の接着不良と考えられるため結果から除外する．

金属石鹸の目粗し無しでは，時間の経過に伴い，付着力が低下していることが確認できる．この原因としては，実際の現場でのボルト締結から塗装までの期間を想定した複合サイクル試験において，メッキボルト上に白錆が発生し，それを除去しないまま塗装を施したため，塩水噴霧試験において劣化が進行したことなどが考えられる．

付着力について接着不良の結果を除くと，防錆ボルトコーティングおよび金属石鹸目粗し有りのすべての供試体において，一般的に付着力の閾値とされている 2MPa[3]を確保できていた．防錆ボルトコーティングにおいてコーティング内での剥離が集中している 3～7MPa の間に防錆ボルトコーティングの強度が位置していると考えられる．金属石鹸目粗し無しでは，すべての供試体がメッキ面で剥離していることから，目粗しの有無が付着力に大きく影響していることがわかる．

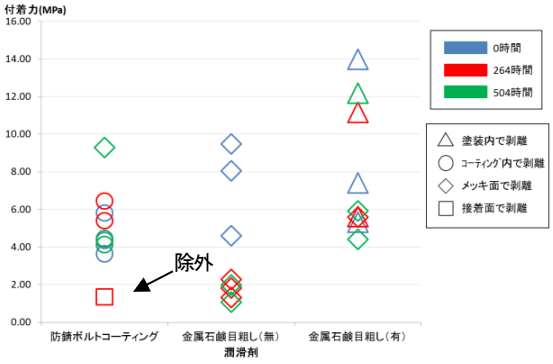
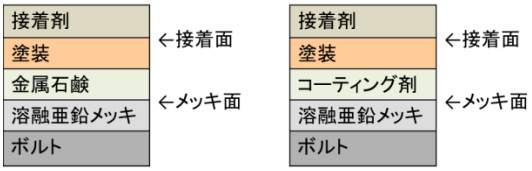



図- 4　アドヒジョン試験結果




(a)金属石鹸　　(b)防錆ボルトコーティング

図- 5　剥離面の位置

## 4．まとめ

本試験では，亜鉛めっきボルト上への塗装における潤滑剤としての防錆ボルトコーティングの採用について，ボルトの軸力低下，メッキと塗装の付着力に着目して試験を実施し，以下の結果が得られた．

(1)メッキボルト上に防錆ボルトコーティングを施すことによる軸力の低下は見られなかった．

(2)504 時間の塩水噴霧試験では，供試体に錆が発生しなかった

(3)潤滑剤に金属石鹸を用いた場合，目粗しをしなければ，付着力 2MPa を確保できないことがわかった．

(4)防錆ボルトコーティングは潤滑剤として十分な付着力を安定して確保できることがわかった．

今後の課題として，腐食に対する性能を確認するための長時間の塩水噴霧試験が挙げられる．

謝辞：本研究において沖縄県都市モノレール建設事務所のご協力を受け賜りました。ここに深甚なる謝意を表します。

参考文献

1)日本道路協会；鋼道路橋防食便覧，平成 26 年 3 月

2)日本建築学会大会学術講演梗概集；溶融亜鉛めっき高力ボルト接合に関する研究

3)日本鋼構造協会；鋼構造物塗膜調査マニュアル

# 実橋載荷試験による腐食した鋼 I 桁橋の耐荷力検証

琉球大学　学生会員　○高橋鴻，正会員　下里哲弘，有住康則

## 1.　研究の背景と目的

我が国の橋梁の多くは、建設されてから 40 年から 50 年経過しており、劣化損傷による事故を招くことが懸念されている。特に桁端部では、漏水等の影響から腐食がより強く進行していく傾向が見られている。

本研究では、腐食劣化した鋼 I 桁橋を対象に荷重載荷試験を実施し、腐食が激しい支点部補剛材のひずみ測定、及びたわみから耐荷力を検証した。

## 2.　対象橋梁概要及び試験方法

(1)本研究は、写真 1 に示す計 17 主桁の鋼 I 型橋を対象とし、腐食の激しい G4 桁、G5 桁、あまり腐食していない G6 桁 [1]を対象として試験を行った。計測には動ひずみデータロガーを用い、計測周期を 100Hz とした。図 2 に車線と主桁の断面図を示す。南向き 3 車線の道路を 27t のラフタークレーンにて、各車線を 3 回走行させ計測を行った。写真 2 に、荷重車走行時の状況を示す。

図 3 にひずみ計測位置図を示す。写真 3 に実橋での計測状況を示す。

(2)腐食の影響による局部座屈の有無を確認し、FEM 解析との照合を行った。図 4 に解析モデルを示す。FEM 解析のモデルは縦目地で区切られている G4 桁、G5 桁を境に 2 つの橋梁として解析を行った。床版は鉄筋コンクリート部材とし、ヤング率 14,000N/mm$^2$、ポアソン比 0.2 として解析を行った。荷重の位置を変えて荷重車の走行を模擬し、解析での擬似的な走行の波形をグラフに描き、実験との照合を行った。

## 3.　試験結果及び FEM 解析との検証

図 5、図 6 に載荷試験で得られたひずみの波形のうち、大きな波形を示した第 1 レーン、第 2 レーン走行時での波形をそれぞれ示す。計測したひずみは、補剛材全体に一様にかかる軸力によるひ




写真 1　対象橋梁全景

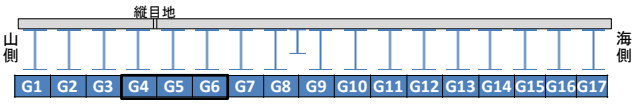



図 1　対象橋梁断面図

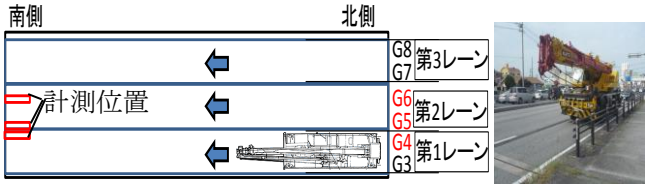



図 2　車線と主桁の位置図　写真 2 荷重車走行時

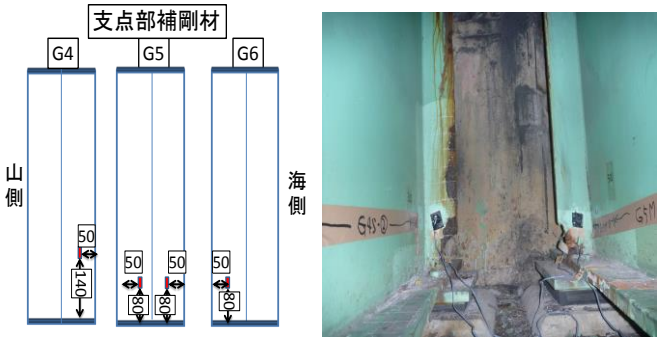



図 3　計測箇所位置図　写真 3　載荷試験状況

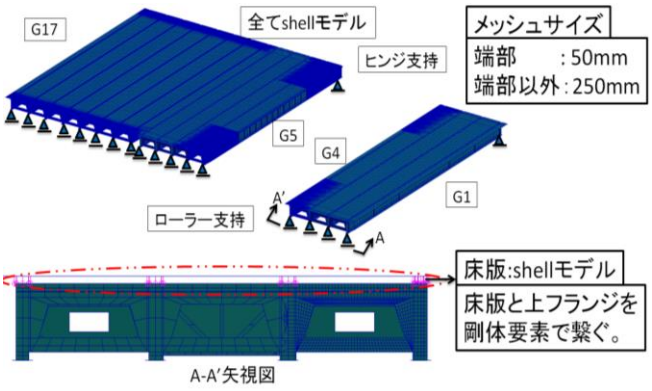



図 4　FEM 解析のモデル

キーワード　耐荷力、FEM 解析、実橋載荷試験、
連絡先　〒903－0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　TEL：098-895-8666、FAX：098-895-8677

ずみと、板曲げによるひずみの合計とした。図 7 に各対象の板曲げのひずみを示す。図 7 から、G4 桁海側、G5 桁海側、G6 桁海側にて、板曲げによるひずみが確認できる。最も板曲げが大きかったのは、G4 桁の補剛材、次点にあまり腐食していない G6 桁の補剛材であった。図 8 に各照査位置での、解析値での波形のを示す。図 9 に解析値と実験値の板曲げのひずみのグラフを示す。実験値は実線で、解析値は点線で表わしている。実験値では板曲げひずみが走行時の波形と共に大きくなっており、南側で引張力が作用している。このことから、南側に反るような変形が生じていると考えられる。解析値では中央付近に最も走行の波形が大きくなり、北側に反るような変形挙動が見られた。

## 4. 考察及びまとめ

(1)実験結果より支点部補剛材は、腐食度と板曲げのひずみの大きさには関連性が見られなかった。よって、現状の腐食による局部変形は起きていないと推測できる。しかし微小ではあるが座屈変形が生じている。

(2)走行時の波形ひずみは、実験値と解析値でおおむね一致している。しかし板曲げのひずみ分布の広がりに、相違点がみられているので、今後更なる検討が必要である。

(3)実験値では、波形の大きさ(軸力の大きさ)に伴って板曲げのひずみが大きくなっている。解析値では荷重が支間中央付近のときに、板曲げが最大となるので、橋梁モデル全体のたわみにより、板曲げが生じていると推測できる。

現在の解析モデルでは初期たわみや、板厚減肉を考慮に入れておらず、座屈変形が起こらない状況での解析を行っている。それらを考慮すれば、より実験値と近い解析値が得られるのではないかと推測できる。今後それらを考慮した解析モデルを製作し、さらなる検討を行う予定である。

謝辞

今回の研究を行うにあたり、沖縄総合事務局の方々に大変お世話になりました。ここに記して謝辞を表します。

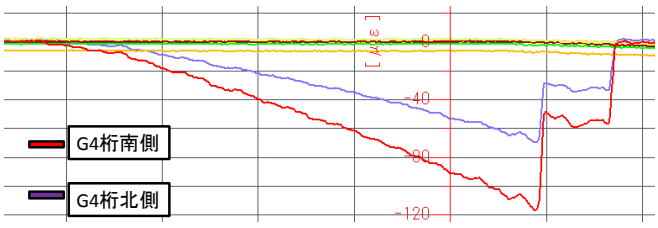



図 5　第 1 レーン走行時ひずみ波形例

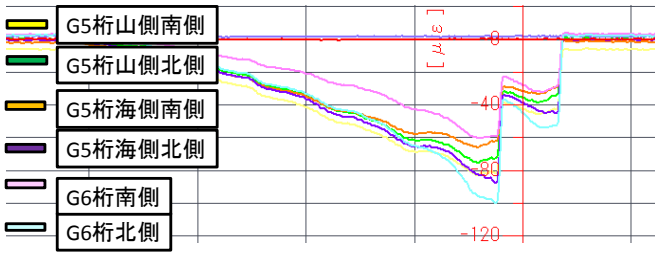



図 6　第 2 レーン走行時ひずみ波形例

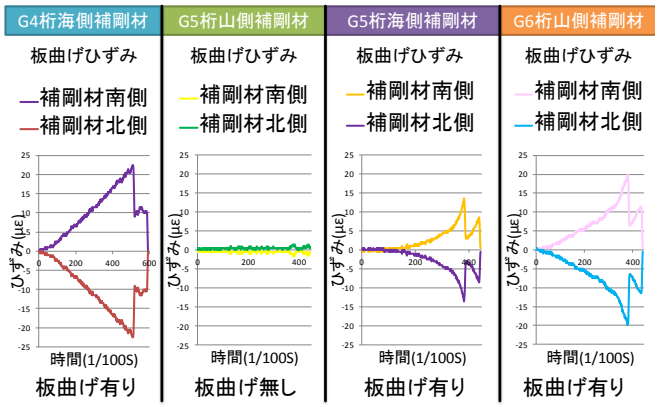



図 7　各補剛材板曲げのひずみ(実測値)

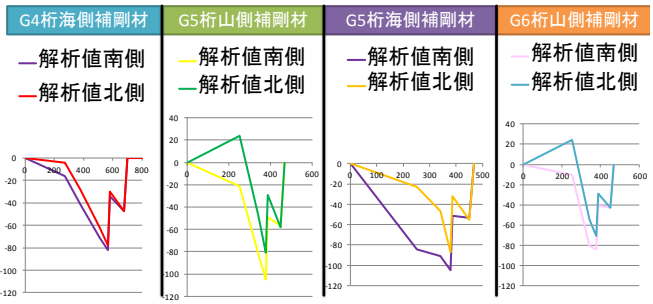



図 8　各補剛材走行ひずみ波形(解析値)

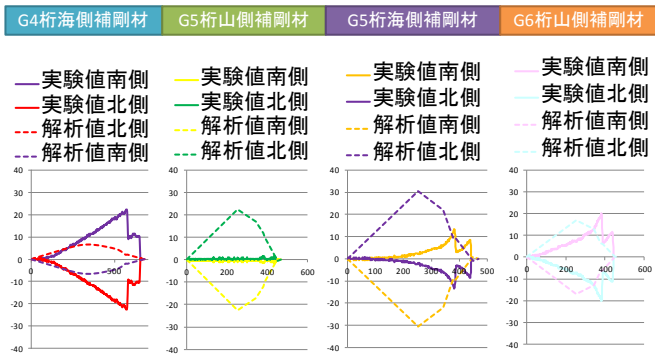



図 9　各補剛材板曲げひずみ両値比較

参考文献

1)　宇座徳人ら、:補修塗装された鋼橋の腐食状態第4回土木学会西部支部沖縄会技術研究発表会、2014.

# 異なる減厚分布形状を有する鋼 I 桁のせん断耐荷力特性に関する研究

琉球大学大学院　学生会員　○園田政和　正会員　下里哲弘，有住康則
一般社団法人　沖縄しまたて協会　正会員　玉城喜章

## 1.　はじめに

近年，我が国の鋼橋は経年劣化による損傷が数多く報告されている．特に腐食損傷は，湿気や塩分の溜りやすい桁端部に集中しており，主桁下フランジ及び近傍腹板に減厚や破断が多く報告されている．鋼 I 桁橋の腐食損傷はせん断力が卓越する桁端部において腹板中央の腹板減厚及び下フランジ近傍腹板の減厚が確認できる[1)]．既存の論文に腐食形状の影響腐食した桁のせん断力は板厚減少とともに低下するといわれている[2)3)]が，辺野喜橋を用いた過去の実験では腐食減厚分布よって板厚減少率に比べて著しく低下する結果が得られた．

そこで本研究では，減厚分布形状がせん断耐荷力に与える影響の検証を目的とする．辺野喜橋の腐食分布の分類分けをした減厚モデルを作成し，実験解析を行い，どのような減厚形状がせん断力に大きな影響を及ぼすのかまた同じ面積の減厚形状を用いてパラメトリック解析を行いなぜせん断耐荷力の低下が起きうるのかの検証を行う．

## 2.研究方法

### 2.1 実験方法

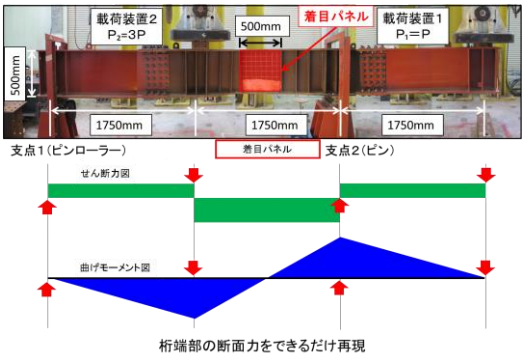
中型試験体を用いたせん断実験は図 2 のような橋梁の桁端部を再現した試験方法となる．桁端部はせん断力が卓越する．ゆえにせん断力が着目パネルを支配する試験条件となる．載荷装置を変位制御で同時制御を行って試験を行った．

### 2.2 解析方法

図 2 に FEM 解析モデルを示す．着目パネル（500mm×500mm）には，正弦波半波形の初期たわみを道路橋示方書に準じて導入した．応力-ひずみ関係は完全弾塑性体とし，降伏条件は Von-Mises の降伏条件式に従うものとした．解析は汎用有限要素法解析プログラム MSC Nastran を使用し解析を行った．載荷条件として強制変位 20mm を与えた．

### 2.3 実験・解析パラメータ

表 1 に実験・解析を行ったパラメータを示す．この




実験方法

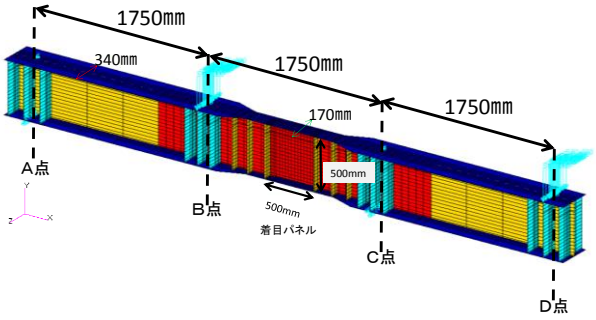



図 3　解析方法

表 1　実験・解析パラメータ

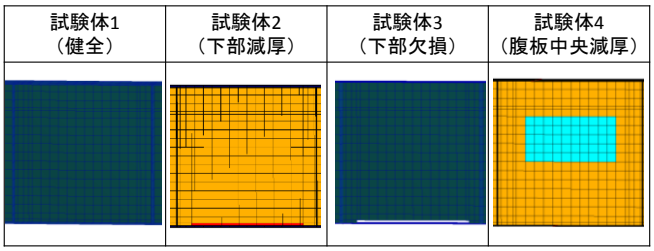



表 2　解析パラメータ

| $t_0$:平均板厚 (mm) | W:健全板厚 (mm) | 減厚部分 | 減厚：○% | パラメータ名 |
|---|---|---|---|---|
| 7 | 7 | 健全：N<br>中央（Center）：C<br>下部（Low）：L | 0% | W7/N |
| 6.83 | | | 25% | W7/O_25% |
| 6.66 | | | 50% | W7/O_50% |
| 6.49 | | | 75% | W7/O_75% |
| 5.6 | 5.6 | | 0% | W5.6/N |
| 5.47 | | | 25% | W5.6/O_25% |
| 5.33 | | | 50% | W5.6/O__50% |
| 5.20 | | | 75% | W5.6/O_75% |
| 4.5 | 4.5 | | 0% | W4.5/N |
| 4.39 | | | 25% | W4.5/O_25% |
| 4.28 | | | 50% | W4.5/O_50% |
| 4.17 | | | 75% | W4.5/O_75% |
| 1.39 | 3.8 | | 0% | W3.8/N |
| 1.42 | | | 25% | W3.8/O_25% |
| 1.46 | | | 50% | W3.8/O_50% |
| 1.49 | | | 75% | W3.8/O_75% |
| 3.2 | 3.2 | | 0% | W3.2/N |
| 3.12 | | | 25% | W3.2/O_25% |
| 3.05 | | | 50% | W3.2/O_50% |
| 2.97 | | | 75% | W3.2/O_75% |
| 3.05 | 3.05 | | 0% | W3./N |
| 2.6 | 2.6 | | 0% | W2.6/N |
| 2.54 | | | 25% | W2.6/O_25% |
| 2.47 | | | 50% | W2.6/O_50% |
| 2.41 | | | 75% | W2.6/O_75% |
| 2 | 2 | | 0% | W2/N |
| 1.95 | | | 25% | W2/O_25% |
| 1.90 | | | 50% | W2/O_50% |
| 1.86 | | | 75% | W2/O_75% |

パラメータは図 1 の腹板の腐食減厚分布を減厚形状毎に分け実験・解析を行った．表 2 に解析のみを行った解析パラメータを示す．こちらは健全な板厚と中央，下部減厚ともに同じ減厚面積（62.5mm×400mm）を持ち減厚を健全から 0%，25%，50%，75%の 4 パターンずつパラメトリック解析を行う．

## 3. 実験または解析結果

せん断耐荷力は図せん断力のピークがある場合ピーク，ピークがない場合は鉛直変位 5mm 位置のせん断力とする．

### 3.1 実験・解析結果

せん断力―鉛直変位曲線が実験と解析に整合が取れている．また，中央減圧，下部減厚・欠損ともにせん断耐荷力が低下し耐荷力が低下する要因となる．

### 3.2 パラメトリック解析結果

図 5 より，平均板厚が減少するとせん断耐荷力が低下する．平均板厚は 1 に近いほど下部減厚，中央減厚の差が大きい．また，平均板厚の減少とともに下部減厚，中央減厚の差が減っていることがわかる．

### 3.3 平均板厚 3.05mm に着目した解析結果

図 6 よりせん断耐荷力評価として健全，下部，中央減厚の順にせん断耐荷力が減少する結果となった．

図 7 より健全，下部，中央減厚の順に張力場の幅が小さくなっていることがわかる．また中央減厚は減厚位置一帯が降伏し斜め張力場を遮る形で整形している．ゆえに中央減厚は下部よりもせん断耐荷力が低下する．

## 4.まとめ

桁端部の腐食形状におけるせん断耐荷力の低下は中央減厚，下部減厚が大きな要因であるといえる．

中央減厚はせん断耐荷力時に減厚位置一帯が降伏し斜め張力場を遮る形で整形されせん断耐荷力が低下する今後の予定として，減厚面積が大きくなるとせん断耐荷力にどのような影響があるのかの検討を行う．

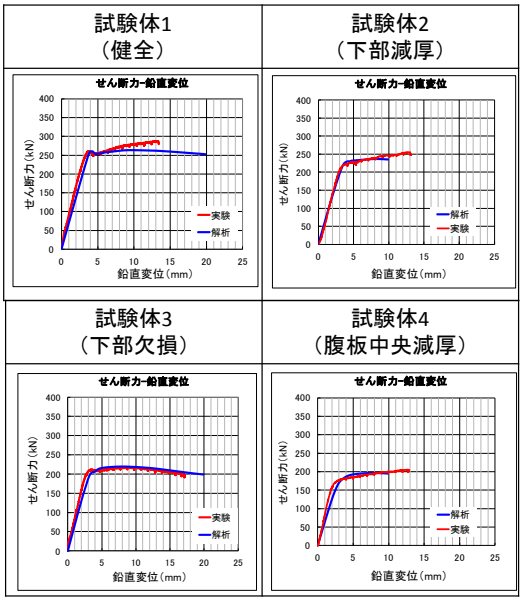



図 4　実験と解析のせん断力―鉛直変位曲線結果

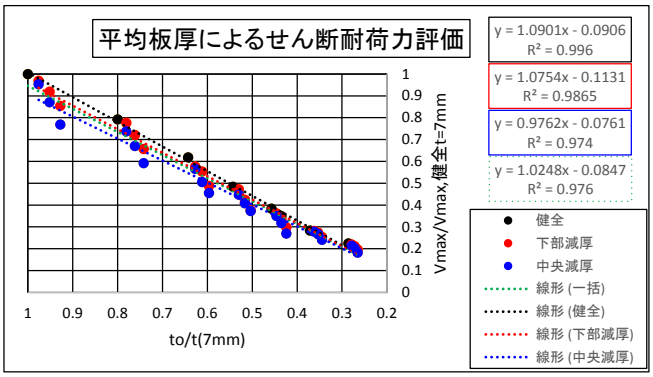



図 5　平均板厚によるせん断耐荷力評価

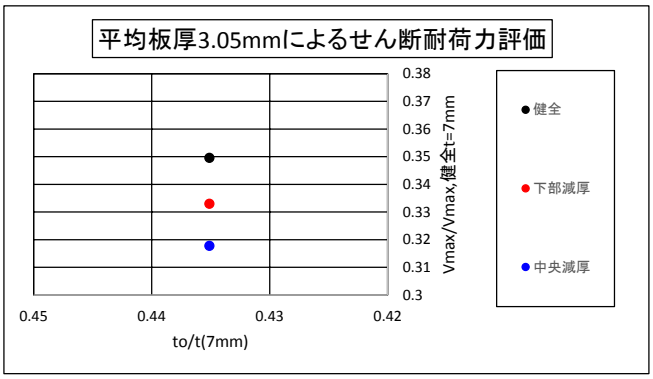



図 6　平均板厚 3.05mm によるせん断耐荷力評価

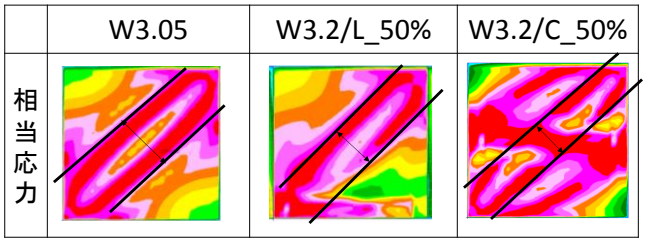



図 7　平均板厚 3.05mm のせん断耐荷力時相当応力図


**参考論文**

1）玉城喜章，：鋼橋プレートガーターの腐食劣化機構と残存せん断強度性能強度評価に関する研究：博士後期課程博士（工学）

2) 海田辰将ら：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法，構造工学論文集，Vol.50A，pp.121-130，2004.3.

3) ボータンフンら：腐食を模擬した模型桁のせん断耐力に関する実験および解析，構造工学論文，Vol.48A，pp1099-1105，2002.3.

# 添接板の腐食表面形状に着目したすべり試験

琉球大学　○奥嶋一世，下里哲弘，有住康則，山下修平

## 1. 研究の背景と目的

実環境下で腐食した鋼橋における摩擦接合継手部の腐食状態を観察したところ，写真 1(b)に示すような座金周辺がドーナッツ状に腐食減肉する特性を確認した．添接板の減肉によりすべり耐力が低下することが懸念されるが，既往の研究では添接板の腐食減肉がすべり耐力へ及ぼす影響について明らかになっていない．

そこで，今回は実腐食した添接板を用いたすべり耐力試験を行い添接板の表面形状がすべり耐力へ及ぼす影響について検証を行った．

## 2. 試験概要

### 2.1 腐食添接板の表面形状

添接板の腐食表面形状を把握するため，レーザー計測機を用いて計測した．測定間隔は 1)を参考に 2mm ピッチで行った．図 2 にレーザー計測にて計測し作成したコンター図を示す．座金直下は減肉しておらず，座金周辺からドーナッツ状に減肉していること，添接板縁端部の減肉が激しいことがわかる．ドーナッツ状に減肉する要因として，座金周辺が雨水の通り道になること，座金周辺に飛来塩分が溜まりやすいことが考えられる．

### 2.2 試験体

表 1 に使用する試験体を示し， 図 1 に添接板腐食形状図を示す． A シリーズは母材・添接板ともに新材鋼板を用いた試験体である． B シリーズは添接板のみ実腐食した鋼板を用い，母材は新材を用いた試験体である．高力ボルトはトルシア型高力ボルト(S10T)で M22×85 を使用した．ボルト本数はすべり側 1 本，固定側 2 本の試験体とした．また，本試験では 母材降伏による影響を排除するため，すべり耐力/母材降伏応力比 β が 0.4 以下になるよう母材の板厚を設定した．

### 2.3 すべり耐力試験

#### 2.3.1 摩擦接触面処理

事前に行った確認試験より，一定条件でブラスト投射時間 30s 以上投射することで 表面状態が均一になることを確認した．そこで，すべり試験体も同




(a) 摩擦接合継手



(b) ボルト孔拡大図

写真 1

表 1 試験体

| 供試体 | 試験体名 | 記号 | 添接板 | | | 母板 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 種類 | 厚さ(mm) | 材質 | 種類 | 厚さ(mm) | 材質 |
| A | 新材試験体 | A-1～A-6 | 新材鋼板 | 10 | SM400A | 新材鋼板 | 28 | SM400A |
| B | 腐食試験体 | B-1～B-11 | 腐食鋼板 | 10 | SM50A | 新材鋼板 | 28 | SM400A |

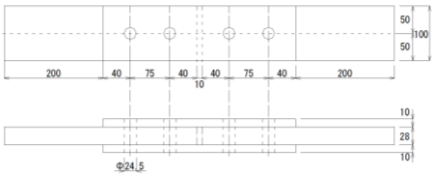
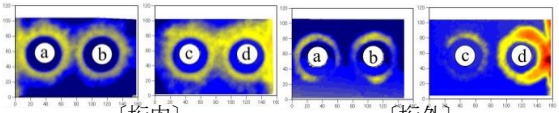
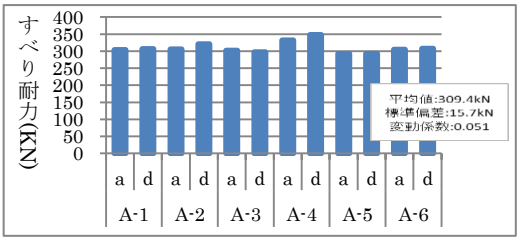



図 1 試験体寸法図

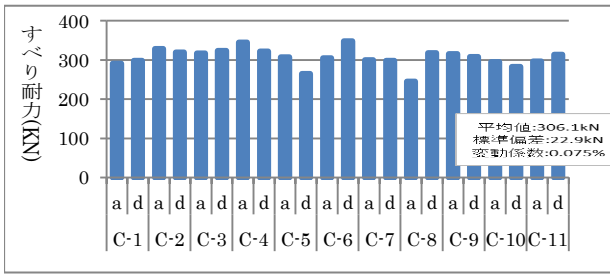



〔桁内〕 【G1-P8-3】 〔桁外〕

図 2 腐食表面形状コンター図（例）




(a) A シリーズ（新材）




(b) B シリーズ（腐食）

図 2 すべり耐力結果

キーワード　腐食，摩擦接合継手，添接板，すべり耐力
連絡先　〒903－0213　沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地
国立大学法人　琉球大学　工学部　環境建設工学科　TEL：098-895-8666，FAX：098-895-8677

条件でブラストを行い表面粗さと除錆度を確認し，試験体の表面状態の均一性を確認した，

### 2.2.2 締め付け軸力

S10T M22×85 のトルシアボルトにシャーレンチを用いて締め付けた．試験体の締付に先立ち軸力計を用いた現場予備試験を行い，締め付け軸力平均 224KN，変動係数 0.055 と安定した導入軸力できることを確認した．

## 3.試験結果・考察

### 3.1 試験結果

図 2(a)に A シリーズ(新材)，図 2(b)に B シリーズ(腐食)のすべり耐力の結果を示す．図(a)，(b)からわかるようにすべり耐力の差異は確認出来なかった．

図 3 に，A, B シリーズの荷重変化-母材と添接板の相対変化関係を示す．図より，腐食減肉した添接板と新材の添接板とではすべりの共同で明確な差異は確認出来なかった．

図 4 には，すべり荷重と添接板残存板厚の相関を示す．添接板残存板厚は，添接板桁内・桁外のボルト孔周り減肉量を平均したものである． 図より，すべり荷重と添接板残存板厚に相関は確認出来ない

### 3.2 試験結果に対する考察

本すべり試験では添接板表面の腐食減肉はすべり耐力へ影響を及ぼさなかった．図 5 に示すように， 高力ボルト軸力による接触圧の影響範囲では，添接板が減肉していないことが要因であると考えられる．

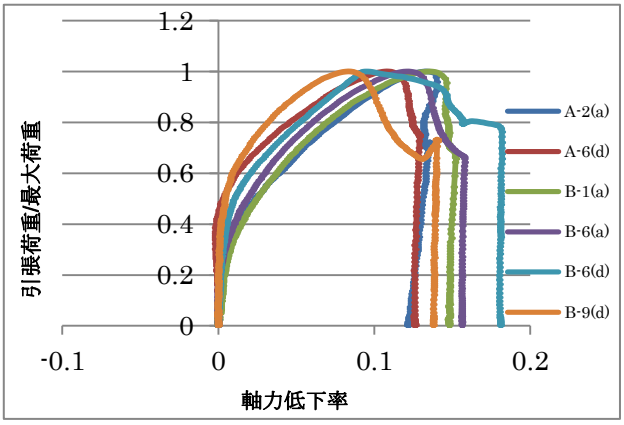
## 4 まとめ

(1)添接板腐食減肉は，座金周辺と縁端部から進行する．

(2)座金周辺の腐食減肉は，すべり先行型(β=0.4 以下)ではすべり耐力に影響しない．

(3)(2)の要因として，座金直下は減肉しておらず，軸力影響範囲内では減肉していないことがあげられる．

今後は添接板の補剛効果を期待し，母材降伏先行型ですべり試験を行う．



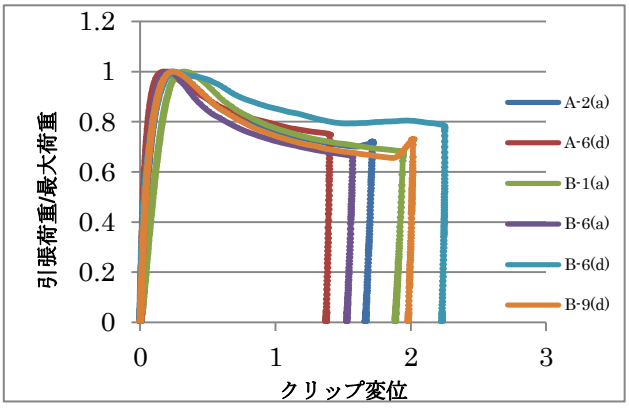




図 3 荷重変化-相対変化（例）

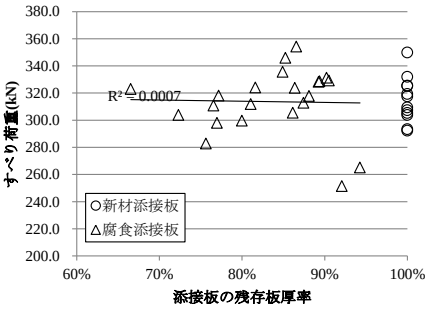



図 4 すべり荷重と添接板残存板厚の相関

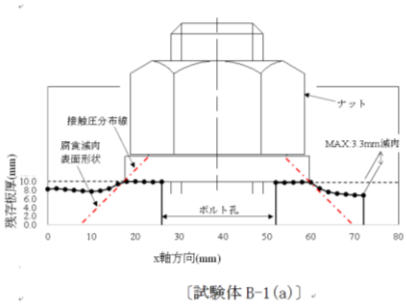



図 5 腐食添接板の表面形状（例）


参考文献

1）森猛,渡辺一,正井資之：腐食した鋼板の表面形状シュミレーションと腐食鋼桁の曲げ耐力，構造工学論文集, vol.49A, pp675-686, 2003.3

# 実腐食した摩擦接触面の腐食特性とすべり係数

琉球大学　○山下　修平，下里　哲弘，有住　康則，奥嶋　一世

## １．はじめに

摩擦接合継手部は，鋼橋における重要な構造部位である一方で，腐食が進行しやすい部位でもある．そのため，供用中の鋼橋における健全性評価を行う上では，摩擦接合継手部の腐食特性を明らかにした上で，その状態での残存すべり耐力を評価することが必要である．しかしながら，供用されていた実橋を題材として行われた摩擦接合継手部の腐食特性と残存耐力に関する研究は少ない．特に摩擦接合面の状態については添接板を取り外さない限り状態を把握することは困難でありその知見は貴重である．

そこで本研究では，約 28 年間実環境下で腐食した摩擦接合継手部を解体し摩擦接触面の状態について調査を実施した．その後，再度新材の高力ボルトで組み立てた継手試験片を用いて引張試験を行い，実腐食した摩擦接触面のすべり係数値について検証を行った．

## ２．実腐食した摩擦接触面

### 2.1 試験片

摩擦接触面の観察は，主桁ウェブの摩擦接合継手部から高力ボルト 1 列の引張試験片形状に切断加工した 7 体について行った(写真 1)．試験片の解体は，高力ボルトの腐食状態が激しく直接ナットを緩めることが困難であったことから，自動磁気ボール盤を用いたコア抜き法により行った [1)]．

### 2.2 摩擦接触面の状態

写真 2 に解体した添接板の摩擦接触面の状態を示す．ボルトの孔周りでは点錆程度で鋼材の光沢も確認でき，腐食があまり進行していないことが分かる．一方，縁端部では層状のさびが発生しており，試験片解体時にさびが剥がれ落ちた箇所もあった．写真からわかるようにボルト孔から離れた箇所に黒錆の発生も確認できる．

### 2.3 さび厚の計測

1 点式の電磁膜厚計を用いて，摩擦接触面に生じた錆の厚さを計測した．計測は約 10mm ピッチの間隔で行い，ボルト孔周りについては孔縁から 5mm 離れた位置で 8 点計測を行った．図 1 に計測したさび厚をコンター図に変換したものを示す．ボルト孔近傍ではさび厚が 30μm であるのに対して，部材縁端部においては 200μm 以上を示しており縁端部に向かうに従いさび厚が増加していることが分かる．

## ３．引張試験

### 3.1 試験体

試験体の形状及び寸法を図 2 に示す．高力ボルトはトルシア型高力ボルト(M22)を用い，すべり側をボルト 1 本，固定側をボルト 2 本として試験体を作製した．また，試験体のつかみ部は腐食減肉により凹凸が生じていたため，9mm の新材鋼板をプラグ溶接し加工した．

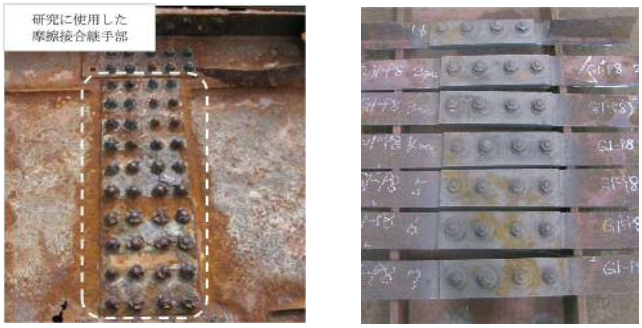



写真 1 腐食した摩擦接合継手



写真 2 摩擦接触面の腐食状態

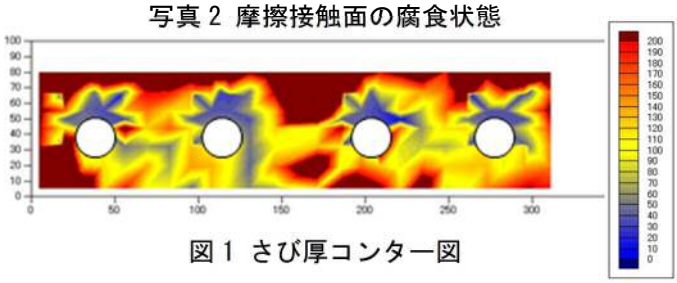


図 1 さび厚コンター図

キーワード　腐食、摩擦接触面、すべり係数

連絡先　〒290-8580　千葉県市原市八幡海岸通 3 番地　宮地エンジニアリング（株）E-MAIL:yamashita.shuhei@miyaji-eng.co.jp

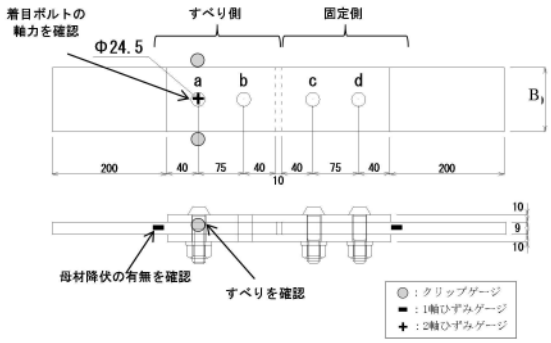



図 2 引張試験片形状及び測定項目



写真 3 引張試験状況

### 3.2 高力ボルトの締付軸力

本試験体の母板は添接板との境界部の腐食減肉が激しく，引張試験時に当該箇所が先に破断する可能性があった．そのため，ノギスを用いて母板の板厚を計測し，その結果をもとにボルトの締付軸力を決定した．なお，すべての試験体においてボルト孔位置での $\beta$ 値（母板の降伏耐力／すべり耐力）は 0.6 以下であり，すべり先行型の試験体である．

### 3.3 試験方法

引張試験は 1 度すべりを生じさせた後に，すべり側と固定側を入れ替えて再度引張試験を実施し，1 体につき 2 つのすべり荷重を得た．また，ボルトのリラクセーションを考慮し，試験体を組立後 12 時間以上経過した後に引張試験を行った．

### 3.4 測定項目

図 2 に測定項目とゲージの貼り付け位置を示す．すべりの判定は荷重と相対変位の結果から，荷重が低下した時あるいは，文献 2)を参考に相対変位が 0.2mm に達した時とした．なお，添接板と母板の側面には直線を罫書き，そのずれを観察することで荷重低下時にすべりが生じていることを確認した．

### 3.5 試験結果

表 1 にすべり試験の結果を示す．すべり係数の算出には，表 1 に示す締付軸力を用いて算出した．すべり係数値は試験体の平均値で 0.41~0.53 とバラつきが生じたが，設計上のすべり係数値 0.40 を満足する結果となった．また，図 3 に荷重-相対変位の例を示す．殆どの試験体において，図 3 のように荷重が低下せず相対変位が徐々に増加するか，荷重が低下しても急激ではなく徐々に低下する結果となった．

表 1 すべり試験結果一覧

| 試験体 | 着目ボルト | 締付軸力 (kN) | すべり荷重 (kN) | すべり係数値 |
|---|---|---|---|---|
| G1-P8-1 | a | 123.0 | 110.4 | 0.45 |
| | c | 123.0 | 114.2 | 0.46 |
| | 平均値 | — | 112.3 | 0.46 |
| G3-P8-1 | a | 123.0 | 113.9 | 0.46 |
| | c | 123.0 | 136.8 | 0.56 |
| | 平均値 | — | 125.4 | 0.51 |
| G3-P8-6 | a | 123.0 | 139.1 | 0.57 |
| | c | 123.0 | 120.4 | 0.49 |
| | 平均値 | — | 129.8 | 0.53 |
| G3-P8-7 | a | 123.0 | 124.5 | 0.51 |
| | c | 123.0 | 107.6 | 0.44 |
| | 平均値 | — | 116.1 | 0.47 |
| G2-P17-2 | a | 225.0 | 230.6 | 0.51 |
| | c | 225.0 | 224.9 | 0.50 |
| | 平均値 | — | 227.8 | 0.51 |
| G2-P17-3 | a | 225.0 | 164.5 | 0.37 |
| | c | 225.0 | 233.2 | 0.52 |
| | 平均値 | — | 198.9 | 0.44 |
| G2-P17-4 | a | 225.0 | 172.4 | 0.38 |
| | c | 225.0 | 199.2 | 0.44 |
| | 平均値 | — | 185.8 | 0.41 |

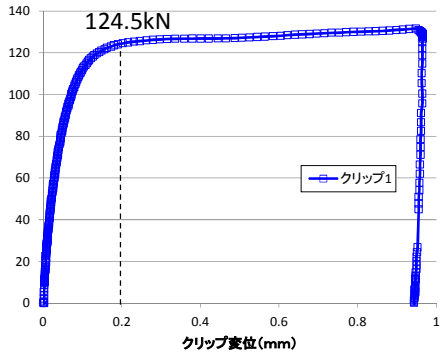



図 3 荷重-相対変位曲線例（試験体：G3-P8-7a）

## 4．まとめ

今回得られた主な結果は以下の通りである．

(1) ボルト孔周りは腐食し難い．一方で，添接板縁端部は腐食が進行し易く，層状のさびが発生する．

(2) 引張試験では殆どの試験体で急激な荷重の低下は見られなかった．

(3) 本試験片でのすべり係数値はバラつきが生じたが概ね 0.4 を満足した．

**【参考文献】**

1) 下里哲弘，田井政行，有住康則，矢吹哲哉，長嶺由智：腐食劣化した高力ボルトの残存軸力評価に関する研究, 構造工学論文集，vol.59A，pp.725-735，2013

2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，pp.281-283，2016