

ISSN 0917-5687

第11回
沖縄地盤工学研究発表会
講演概要集

Annual Meeting Papers
of
Okinawa Geotechnical Society, 1998



1998年11月13日
(沖縄コンベンションセンター)

沖縄地盤工学研究会

目次

巻頭言

宜保 清一 (沖縄地盤工学研究会副会長)	1
講演会（地盤工学会九州支部沖縄地区活動）	
海外協力、ひとつの視点.....	2
木崎 甲子郎 (琉球大学名誉教授)	
建設 CALS/EC および建設業界のデジタル化について.....	3
鳥飼 貴人 (岡三興業株式会社)	
沖縄地盤工学研究発表会	
特別寄稿 島嶼国日本と島嶼県沖縄における地盤工学的諸問題.....	7
上原方成 (琉球大学工学部)	
1 北中城村仲順(2)地区地すべり災害(速報)	11
宜保 清一 (琉球大学農学部)	
2 黄土高原固原地区的廟湾(Miaowan)地すべりについて	15
趙 延寧 (北京林業大学)	
宜保 清一 (琉球大学農学部)	
孫 保平 (北京林業大学)	
佐々木 慶三 (利根コンサルタント(株))	
江頭 和彦 (九州大学)	
中村 真也 (鹿児島大学大学院農学研究科)	
3 地すべり土の残留強度特性と定数決定手法	19
畠 勢津子 (琉球大学農学部)	
宜保 清一 (琉球大学農学部)	
中村 真也 (鹿児島大学大学院農学研究科)	
周 亜明 (利根コンサルタント(株))	
4 小禄道路(赤嶺地区)近接施工について	23
照屋 正史 (沖縄総合事務局南部国道事務所)	
内間 安治 (同)	
5 締固めた島尻層泥岩土の強度特性に関する基礎的研究	27
當山 忍 (琉球大学工学部生)	
上原 方成 (琉球大学工学部)	
原 久夫 (同)	
吉沢 光三 ((株)清光研究所)	
6 海上サンドコンパクションパイルの打設に伴う盛上がりと原地盤の形状について	29
鈴木 亮彦 (不動建設(株)ジオエンジニアリング事業本部)	
中角 功 (同)	
庭山 和夫 (同)	
吳屋 祐次 (同)	
7 再圧縮法によって求めたバンコク粘土の三軸せん断特性について.....	31

岩永 貴美 ((株)清光研究所)	
土田 孝 (運輸省港湾技術研究所)	
田中 洋行 (同)	
小泉 和宏 (ダイヤコンサルタント)	
8 3要素 voigt モデルによる粘土の粘弾性係数について	35
村吉 政人 (琉球大学工学部生)	
謝 建明 (琉球大学大学院生)	
原 久夫 (琉球大学工学部)	
上原 方成 (同)	
9 地盤工学的有効利用からみた焼却灰のせん断特性	39
川中 秀和 (琉球大学農学部学生)	
新城 俊也 (琉球大学農学部)	
瀬戸内 秀規 (同)	
10 地震により被災した岸壁の復旧における気泡混合処理土の適用	41
土田 孝 (運輸省港湾技術研究所)	
宮島 正悟 (関西国際空港(株))	
岸田 隆夫 (東亜建設工業(株))	
11 沖縄県における地盤情報収集とそのデータベース化	45
大城 裕子 (琉球大学工学部生)	
赤嶺 伴子 (琉球大学大学院生)	
上原 方成 (琉球大学工学部)	
原 久夫 (同)	
12 地盤調査への検層利用 一速度検層・水分検層	47
高久 和彦 (大和探査技術(株))	
内田 一之 (同)	
古市 周二 (同)	
13 USLE と GIS による流出土砂量の予測	53
米須 竜子 (琉球大学大学院)	
翁長 謙良 (琉球大学農学部)	
宜保 清一 (琉球大学農学部)	
楊 建英 (鹿児島大学大学院連合農学研究科)	
14 県内各種土壤等の侵食特性について	57
比嘉 榮三郎 (沖縄県衛生環境研究所)	
満元 裕彰 (同)	
仲宗根 一哉 (同)	
大見謝 辰男 (同)	
15 2次元室内透水試験による不織布シートの透水性に関する実験的研究	59
宮城 かおり (琉球大学工学部生)	
上原 方成 (琉球大学工学部)	
原 久夫 (同)	

和宇慶ミツ子 (導プランニング)	
16 不織布を用いた砂ろ過堤の浸透量に関する検証実験とその応用.....	61
真栄田 義安 ((株)国建)	
中村 栄秀 (沖縄県土木建築部)	
17 不完全支持層を基礎地盤とした直接基礎形式の橋台・橋脚の設計	65
上地 申一 ((株)沖成コンサルタント)	
18 琉球石灰岩の形成史とその土質工学的評価について.....	69
黒田登 美雄 (琉球大学農学部)	
古川 博恭 (九州東海大学)	
小澤 智生 (名大大学院理学研究科)	
19 古宇利大橋杭基礎における琉球石灰岩層の特性について	73
東浜 安邦 (沖縄県北部土木事務所)	
屋良 朝廣 (同)	
大舛 久嗣 (同)	
20 港湾構造物の耐震設計におけるサンゴ礫混じり地盤の取り扱い.....	77
親泊 正孝 (沖縄総合事務局港湾計画課)	
21 さんご礁海域の物理特性について	
与那嶺 盛明 (琉球大学大学院農学研究科生)	81
新城 俊也 (琉球大学農学部)	
瀬戸内 秀規 (同)	
22 琉球層群の透水係数について(その 2)	85
新垣 健二 ((株)沖縄建設技研)	
屋良 隆司 (同)	
砂川 徹男 (同)	
23 軽く固結した石灰質堆積物の力学特性	
永吉 功治 (琉球大学大学院農学研究科生)	87
新城 俊也 (琉球大学農学部)	
瀬戸内 秀規 (同)	
24 石灰質泥質堆積物の圧密特性	
西原 無我 (琉球大学農学部学生)	91
新城 俊也 (琉球大学農学部)	
瀬戸内 秀規 (同)	
25 一次元圧密による石灰砂岩の K_0 値評価の試み	
玉城 潤二 (琉球大学農学部学生)	93
新城 俊也 (琉球大学農学部)	
瀬戸内 秀規 (同)	
26 山岳トンネル事前調査における高精度屈折法地震探査の適用についての検討	95
松尾 淳 応用地質(株)	
玉城 要一 沖縄県北部土木事務所	
与那嶺 満 応用地質(株)	

卷頭言

沖縄地盤工学研究会副会長 宜保 清一

第11回研究発表会は、会長の上原方成先生にとりまして琉球大学在職中の最後の発表会です。ご存じのように、沖縄地盤工学研究会は、1988年に先生の呼びかけにより設立されました。これまでに、多くの成果が提出され、研究者の交流、技術者の資質の向上はもちろん、地域の開発や整備、環境保全に貢献してまいりました。これはひとえに先生のご尽力の賜であります。ここで皆さんと共に先生に感謝の意を表すると同時に、先生には今後も引き続きこの会を先導して頂き、発展させて下さいますよう切にお願い申し上げます。

さて、不景気感が日本列島に漂い、沖縄では失業率が過去最高を記録しました。我々が関係する建設、農業、環境関連分野も、公共事業費の大幅削減で、雇用を維持できなくなっています。我々の分野が不況に強いと言われていた時代、すなわち日本の高度成長の時代は終焉し、量から質への転換が求められております。地域の整備・拡充計画には環境がセットで組み込まれるか、あるいは環境問題をクリアすること無しに計画は進展しないでしょう。これまでの経済性・利便性に加え、今後は、安全性が一層重要となり、安全と環境をベースにした地域整備計画の展開が望まれます。

安全と言えば、8月下旬の関東の北部地域・東部地域における水による災害は人的・物的に多くの損害をもたらしました。洪水は雨量が多かったことに起因したものですが、排水溝、小川、河川が十分機能していなかったことも状況をより悪化させました。住宅の浸水や水田・農地・道路の冠水は堤防・護岸の決壊とセットになっており、主因は流出土砂や流木が流れを阻害したことです。流出土砂は大部分が斜面崩壊や侵食に由来するものです。洪水は大陸では大災害となります。中国では、長江大洪水によって、成長率が8%から7%に下方修正されるほどに経済的損害が甚大であり、多くの人命も失われました。被災の大きかった平野部では河床が流入土砂の沈積で天井川となっています。これも、根底には長江の土砂流入問題があり、上流域が地すべり・崩壊・侵食地帯となっていることに起因したものです。筆者らは1994年に長江支流に面した大規模地すべりを調査し、いくつかの成果を提出しています。

黄河では、長江よりもさらに土砂問題は深刻です。黄河の中流域には広大な黄土高原があり、世界一の土砂の生産・流出地帯となっています。筆者らは、北京林業大学と共同で黄土高原における重力侵食（地すべり・崩壊）の調査研究を現在進めています。1999年5月27日に開催される地すべり学会九州支部の学術講演会（那覇市、自治会館）で、北京林業大学の孫保平教授による講演「黄土高原における重力侵食」を予定しています。

講 演 会 資 料

海外協力、ひとつの視点

木崎甲子郎
琉大名誉教授

わが国の途上国援助には、政府援助とNGOがある。政府援助には有償、無償援助と技術援助があつて、ネパールのような最貧国には、おもに無償と技術援助が行われている。無償援助は橋や道路の建設だが、なかでも、無償と技術援助を組み合わせた、プロジェクト技術援助（通称プロ技）が大きい。たとえば、地滑り災害防止、果樹園芸、結核防止、大学病院、衛生問題、などインフラと人材養成を兼ねた支援だ。

その他に、個別専門家といわれる個人が、教育省で教科書作り、農業省でネズミ退治、国営バス会社で修理の指導など、個人で参加する技術援助がある。わたしの現地大学での教育指導も個別援助にはいる。これとはべつに、青年海外協力隊があり、これはめざましい成果をあげている。

金額が大きいのは無償援助やプロ技で、大きな建設をともなうことが多く、「箱物」は目立つので、これまで援の主流だったが、政治家に利用されたり、環境破壊や汚職などが指摘され、ハードからソフトへと援助の方法が移りつつある。しかし、それはかんたんなことではない。

援助の基本は自立への道筋をつけてやることだが、それはその国の人間の問題につきる。もちろん、野菜を作ったり、自動車の修理技術の移転などは人材養成の下部構造にあたる。より高級な技術者、組織の指導者を養成して、その国の将来を任せられる指導者になってもらわなければならない。

指導者は素材が大切だが、その素質を発見してバックアップする人、あるいはシステムがなければリーダーは育たない。かれらが指導者層を作つてこそ、その国は自立への道を歩き始める。それを手助けすることがこれから援助の重要な側面になるだろう。

優れたリーダーをもたない現代の日本人がこの種の援助ができるかどうか問題だが、それが出来なければ、「頼めばなんでも作ってくれるが、尊敬はできない日本」から抜け出すことはできないだろう。

建設CALS/ECおよび建設業界のデジタル化について

岡三興業株式会社 鳥飼 貴人

1. はじめに

昨今のパソコン普及率には目覚しいものがあります。各企業においてもパソコン抜きでの業務を考えられない程当たり前になってきつつあります。

ここにきて、我が建設業界もその波に呑まれるように「公共事業支援統合情報システム（建設 CALS/EC）」がスタートしましたが、「建設 CALS と言う言葉は良く耳にするがいったい何なの？」と思われている方も非常に多いのが現状だと思います。

今回は建設 CALS/EC および実際の建設業界のデジタル化について、誠に僭越ではございますが述べさせていただきます。

2. 建設 CALS/EC とは

2-1. CALS とは？（CALS の変遷）

元々 CALS とは Computer Aided Logistic Support の略語として米国国防総省が、1980 年代前半に軍の後方支援のためにつくった、情報化システムが始まりです。例えば当時の戦車に兵器マニュアルを搭載すると 4 万ページの技術マニュアルと 8000 枚の図面で定員が 1 名減少してしまう程の「紙の洪水」状態でした。

これではいざ故障をした場合、修理するのに何が何処に書いてあるかを捜すだけでも一苦労で、迅速な後方支援活動は不可能となります。そこで「ペーパーレス化」を図ったのが CALS のスタートでした。

その後、冷戦終結による軍事予算削減の動きの中で、防衛システムの規模、機能の維持のため運用コストの縮減を目指したライフサイクル全般に対してのトータルコスト管理が必要になってきました。

そのため、品質の向上やリードタイムの短縮、コストの削減を直接目標とし、全ての関連企業に対して情報の標準化を義務づけ、それぞれの企業がリアルタイムで関連情報の共有が出来るようなシステム化を構築したのです。その後こうした電子化の動きは国防産業から民間に浸透し、CALS のコンセプト自体も後方支援

から、製品の調達、ライフサイクルの支援に変遷していきました。（表 2-1）

表 2-1 米国における CALS の変遷

- | | |
|--|------------------|
| ・ 1985 年 Computer Aided Logistic Support | 軍の後方支援、ペーパーレス化 |
| ・ 1988 年 Computer-aided Acquisition and Logistic Support | 防衛分野における装備品の調達支援 |
| ・ 1993 年 Continuous Acquisition and Life-cycle Support | 民間企業の競争力強化支援システム |
| ・ 1994 年 Commerce At Light Speed | 光速の商取引 |

2-2. 日本の建設 CALS/EC

前述では米国における CALS の変遷について説明しましたが、次に本題である日本における建設 CALS について説明させていただきます。

建設 CALS とは公共事業を支援するものであり、公共事業の電子化および国土情報の電子化という 2 つの特徴持っています。建設 CALS の目的は、建設事業における調査・計画・設計・施工・管理に至る全てプロセスにおいて電子データの交換・共有・連携を実現することです。

また EC とはエレクトリックコマースの略で電子的に商取引を行うことを言い、CALS のうしろに EC を付け加え、電子商取引（電子調達）を含めたシステムとして建設 CALS/EC となりました。

表 2-2 建設 CALS/EC の目的

	内容	利点
電子データの交換	企業間で、商取引のためのデータを標準化してコンピュータのオンラインで交換すること。	契約事務の効率化、省力化が出来る。
届出申請	公共事業執行に関わる届出申請をオンライン化すること。	役所に出向くことなく諸手続きが出来る。
調達	全ての事業において電子調達が可能となる。	発注情報や発注予定情報の収集や公正かつ安全な電子入札システムの実現
積算	設計図書からの自動積算	ネットワーク型の積算ができる。
データベース	事業に関する総合データベース化	電子データの再利用

その内容は、建設省直轄事業において建設 CALS/EC を実現するため 2004 年までの期間を 3 段階に分けて、実現内容と実現のために不可欠な措置をまとめたものです。

表 2-3 建設 CALS/EC アクションプログラム

対象期間	フェーズ1		
	1996～1998年	1999～2001年	2002～2004年
整備目標	電子データ受発信体制の構築	電子調達システム一部導入	建設省直轄事業にて全面実施
実現内容	<p>電子データ交換 事業に関する情報の伝達・交換を電子メール化</p> <p>申請・届出 電子媒体または電子メールによる申請・届出</p> <p>調達(入札) 調達関連情報のホームページ掲載 調達情報に関するクリアリングハウスの構築</p>	<p>事業に関する情報の伝達・交換を電子メール化(認証あり)</p> <p>電子媒体または電子メールによる申請・届出(認証あり)</p> <p>電子調達システムの導入 資格審査申請のオンライン化</p>	<p>電子データ交換による契約事務の執行</p> <p>すべての公共事業執行にかかる申請・届出のオンライン化</p> <p>すべての公共事業に電子調達を活用</p>
措置・技術	<p>積算</p> <p>データベース</p> <p>STEP 生産モデル情報</p> <p>インターネット</p> <p>実証実験</p> <p>調達システム</p> <p>標準化</p>	<p>ネットワーク型自動積算システムの導入</p> <p>電子データ成果の再利用・加工・統合によるデータの有効利用</p> <p>STEPの活用による施設のライフサイクルサポート</p> <p>地理情報システム(GIS)を利用した情報の連携・統合</p> <p>電子データによる成果納品の実施</p> <p>電子調達システムの導入</p> <p>国際標準などに基づくデータの基準化</p>	<p>事業に関する情報の統合データベース化</p>
基本整備	<p>建設 CALS/EC センターの拡充</p> <p>情報インフラ整備(光ファイバー網など、空間データ基盤)</p>		

1995 年 5 月に「公共事業支援統合情報システム（建設 CALS）研究会」が建設省により発足され、公共事業の調査・計画・設計・施工および管理に関する電子情報化と、関係者間での情報交換・共有・連携の環境の整備をするため「公共事業支援統合情報システム（建設 CALS/EC）」の構築に向けての検討が開始されました。（表 2-2）

1996 年 4 月には、2010 年までに公共事業分野での CALS を実現していくため建設省より「建設 CALS/EC 整備基本構想」が策定されました。

建設 CALS 研究会では整備基本構想を基に実際に整備すべき具体的な内容を明らかにするため「建設 CALS/EC アクションプログラム」を策定しました。（表 2-3）

3. 現実の建設 CALS/EC

ここまでは建設 CALS の概要について述べましたが、では実際に我々が CALS を実践するためにはどうすればいいのか現場での CALS 実現イメージについて説明させていただきます。

3-1. 建設 CALS 実現イメージ

表3-1	現場での建設CALS実現イメージ
標準書式集 ・段階確認願 ・材料確認願 ・工事打合せ簿	(1)工事請負契約関係標準書式集をインターネット経由で入手 (2)必要事項をパソコンで入力し、発注者に電子メールで送信、承認(施工段階での各種書類も同様)
図面情報	(1)設計会社が作成したCADデータをインターネット経由で閲覧および入手 (2)施工図は発注CAD図面を利用して現場にて作成、情報交換および保存 (3)設計図、施工図をもとに、竣工図をCADで作成し、情報登録をする。 (4)竣工図は、施設維持管理にも活用
スケジュール管理情報	(1)週間・月間スケジュール表を電子化して登録し、情報交換する (2)関係する工区のスケジュール表を閲覧し、電子メールなどでスケジュール調整を実施
進捗(竣工)写真	(1)デジタルカメラで撮影した進捗写真を情報登録し、共有。発注者は常に進捗状況を確認できる。 (2)段階確認写真、竣工写真も同様にデジタルカメラで撮影し、専用ソフトにより電子化して登録
労務・安全管理情報	(1)施工体制や緊急連絡先を受・発注者間で情報共有 (2)安全関係法規などについてのデータベース化し、必要個所の検索が容易に出来る (3)過去の事故例を業界全体でデータベース化し、オンラインで防止対策として有効利用

実際の現場において建設 CALS/EC に取り組む目的は、前述したように全てのプロセスにおいて電子データの交換・共有・連携を実現することです。

現在、建設省が CALS 実現に向けての実証フィールド実験を行っており、範囲としては入札・契約・設計・積算・工事・施工と広範囲にわたっていますが、内容的には E-mail の利用が中心です。

打合せを E-mail で行うようになってからは、発注者の事務所に出向いての打ち合わせが数日に 1 回で済むようになり、時間短縮が図れるようになりました。

また、工事の進捗状況写真および段階確認写真においてもデジタルカメラで撮影したものを、専用の工事写真管理ソフトで管理するなど、電子化を進めております。

3-2. 工事写真管理のデジタル化

昨今のパソコンの急激な進歩およびデジタルカメラの画質向上・コストダウンにより写真のデジタル化が手軽に行えるようになりました。その背景を受け平成 9 年 9 月に建設省より写真管理基準が改訂（表 3-2,3）され、正式な検査写真についてもデジタル写真の使用が認可されるに至っております。

表 3-2 建設省工事写真管理基準改訂

プリント写真提出量に関する規定の追加

目的：写真提出量の削減

内容：各工事毎の写真提出量を明確に規定

デジタル化に関する規定の追加

その他

A P S での提出可

同年 10 月以降に発注する工事については、写真原本として、従来のネガフィルムの代わりに CD-ROM か MO (光磁気ディスク) での提出も認め、デジタルカメラで撮影した写真を、パソコンの画面上でアルバムに張り付けて簡単に整理できるソフト（写真 3-1,2）も増えてきており、従来の手作業で煩雑な写真整理が大幅に簡素化でき管理のコストダウンを図れるようになりました。

工事写真管理の基準改訂は主にプリント写真の提出量の削減とデジタル化に関する規定の追加であり、今後詳細な基準が整備されていくと思われます。

工事写真管理ソフト編集画面

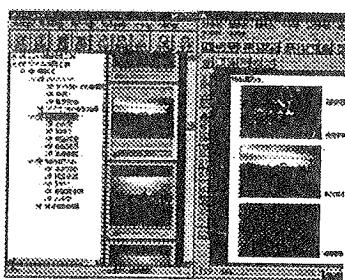


写真 3-1

表 3-3 デジタル化に関する規定

有効画素数	30万画素以上
記録媒体	CD-RまたはMO
ファイル形式	JPEG形式
圧縮率	非圧縮～1/8まで
出力機器	フルカラー300dpi以上
用紙	3年程度顕著な劣化が無いもの

デジタルカメラ使用状況

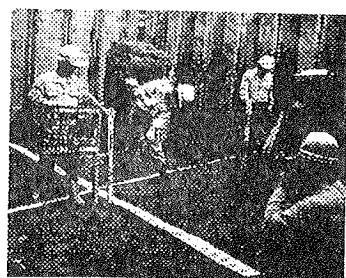


写真 3-1

4. おわりに

1995 年に「公共事業支援統合情報システム（建設 CALS 研究会）」が発足されて約 3 年、建設省では CALS パイロット事業の取組みが始まっており、その事務所数は 96 年 35 から 97 年 119 にまで拡大、さらに 98 年度は 253 の全工事事務所で実験が行われる予定です。しかし、電子化の取組みは企業間でのばらつきがあるので現状であり電子データの標準化が急がれております。

また、電子調達においても、クリアしなければならない法的な問題があります。電子調達には、電子承認という技術利用が考えられていますが、官と民との間で商取引を行う場合、現行の会計法によれば、契約書などに公印を押すよう定められています。しかし、ネットワーク上での契約書のやりとりですから公印を押すことは不可能です。この問題を解決するためには、会計法を改正し、電子承認の有効性を定義しなければならないのです。

しかし、建設省は「2004 年には建設省直轄事業について建設 CALS/EC を実現させる」ことを発表しています。建設省以外の省庁、自治体、公団などの公共工事発注機関にも今後、建設 CALS が波及していくことは確実です。

建設 CALS/EC とは一説によると、業界淘汰のために行うシステムともいわれております。現実に米国では CALS に対応できない企業は入札参加の資格すらない状況になっているとのことです。

建設 CALS に取組むことは、官側に対応するためだけではなく、企業内での情報化を整備することにより業務改善を行い、収益性や間接的なコストダウンを図ることによる競争力を高めることでもあるのです。

参考文献

- 1) '98 建設 CALS/EC の実践：社）日本土木工業協会公共工事委員会 CALS 検討ワーキンググループ（山海堂）'1998
- 2)建設 CALS/EC 公共調達コンソーシアム 資料

沖縄土質工学研究発表会

島嶼国日本と島嶼県沖縄における地盤工学的諸問題

1998-10

－日本島嶼学会設立総会に参加して－特別寄稿

琉球大学工学部 環境建設工学科

上原 方成

日本島嶼学会設立総会が、7月19日(日曜日)に諫早市在長崎ウエスレヤン短期大学で開催され、世界島嶼学会会長 G. マッコール氏、防衛大学校名誉教授 山階 芳正氏や沖縄県亜熱帯研究所長(琉球大学名誉教授) 山里 清氏のほか沖縄からも数名の参加があった。国際島嶼学会が先年沖縄で開かれ、第2回会議が本年モリシャスで開催されたようである。沖縄会議の後、日本でも学会設立の機運が高まり、これまでの島嶼誌、比較島嶼学等の調査研究成果をもとに、発展的に、学際的に統一した学会の設立にこぎつけたわけである。本学法文学部 大城 肇 教授や奈良女子大学生活環境学部 長嶋 俊介 教授らが中心となって動き、沖縄と同じく島嶼県でもある長崎の地で開催されたのも意義深いものがある(翌20日には海の日イクスカーションとして伊王島、高島巡検があったが、都合により参加せず)。

日本における「島嶼学」の歴史は、島国日本での集落、農漁業、人間と生態とのかかわりや民俗、文化、社会経済の諸分野の調査研究にあり、島嶼誌、比較島嶼学、島嶼資質論などとして報告がなされてきたとのことである。「島嶼」のいわれには、Ocean and Island, Islanders, Big island and Small island, Global water cycle などとして「海洋」に対する史観、例えば海洋国対島嶼国・大陸対島々 (Insula)、地球での気圏、水圏対地圏があるようで、また、完結した世界(World)と島々からなる世界(Globe)との二つの見方もあるとされている。これらのことについては、『地域開発』97-98年誌に紹介されているので参照されたい。

さて、日頃から、とかく文系(歴史、文化、経済など)の学問分野と見られている「島嶼学」について、沖縄の「島嶼学」問題は自然科学分野(理学のほか医学/医療、工学/産業、農学/農林水産業)抜きには考えられないと主張して来たことから、発起人の一人となり、取り敢えず学会設立総会に参加した次第である。学会設立の趣旨はすでに地元の新聞紙上でも報道されているので、ここではこの機に筆者持論の一端を以下に述べ、「工学技術への期待と信頼回復」を願い、農業食糧生産基盤整備、水資源開発利用問題、島嶼空港問題、港湾/海岸問題などの社会資本充実のための開発行為と「自然環境保護保全」解決との両立(持続性ある発展/開発:総合的学際的協力による循環と共生すなわち地球グローバル的環境問題解決)は可能であると主張し、島嶼環境工学上の若干の問題を取り上げよう。

文系、自然系での島嶼における調査研究上の諸問題/テーマは多種多様で、その実践と解決は複雑困難に満ちていることはよく知られている。その中でも、医・工・農の分野では、ついそれぞれの専門学会などで報告・論議されてきて「島嶼学」としてのテーマ認識はうすかった。島の医療、産業、農水産業の現況には切実なものがあり、これらの解決なくしては、島での生活はあり得ないと言ってよい。工学系では、安全防災問題、資源・エネルギー問題、水資源問題、下水・廃棄物処理及び再利用・リサイクル問題、情報通信問題など島嶼環境であるが

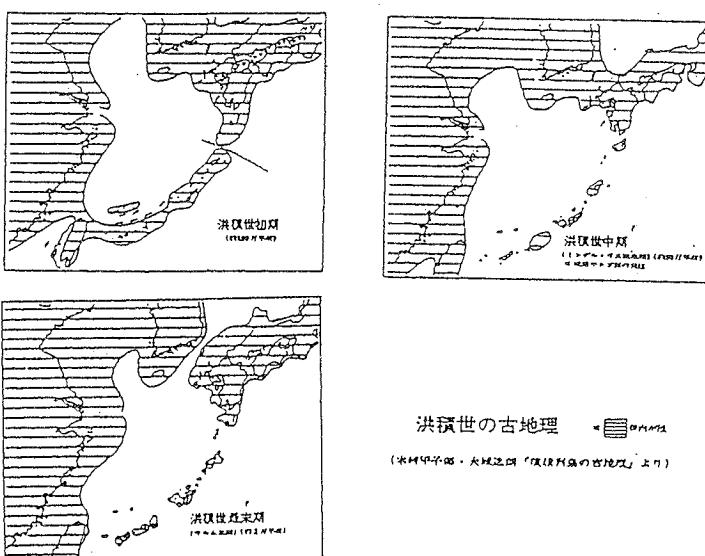
故の特異性と苛酷性があることは周知である。特に、琉球列島の小さな島々の置かれた自然環境の厳しさ(台風/豪雨/干ばつ/高波・波浪、塩害、赤土等流出など)に起因する諸問題の解決には学際的、総合的対応が必要であり、島嶼学/島嶼科学/島嶼工学・医学・農学などの研究開発が確立されねばならない。

その意味において島嶼学会(e. g. 環境科学会: 自然災害学会、地盤工学会等のように学際的/総合的学会)の設立発足は必然と言えるのである。これらのことと鑑み、筆者は以前から、専門の「建設/開発と環境保全」の立場で、下記のようにこの主張と島嶼環境地盤工学の認識普及を訴えてきた。

主張

島嶼科学/島嶼環境科学、島嶼環境工学/地域環境工学、島嶼開発工学/島嶼資源工学

島嶼環境防災工学/島嶼環境地盤工学 などなどの学究体制確立



洪積世の古地理

(水野洋子著・大城道尚「琉球列島の古地理」より)

島の環境イメージ

①島をとりまく状況	気候、気象、海象、地理的位置、潮間帯
②島のつくり	大きさ、地形、地質、土壤、土質、水系、植生、生物群集
③島における人間活動	聚落分布、人口、産業形態、歴史文化
④島の人為的変革	開発行為—土地造成、海岸・港湾工事、河川・ダム工事、道路・交通施設工事、産業廃棄物、レジャー施設など
⑤島の自然のバランス変化	地形変化、海岸変化、水系変化、水位変化、生態系変化、種々の公害
⑥島の特性の把握とその対策	島の容量評価、土地利用のあり方、水資源等開発利用のあり方、保全保護の施策のための研究およびその成果の還元、防災、予知手法

島嶼環境条件として (調査研究項目)	地盤工学のテーマとして (調査研究項目)
①位置、気温、湿度、日射量、降水量、蒸発量、水温、塩分、etc	○気象条件による土質生成過程の特性 ○環境のたらす土の役割への影響度
②面積、地形、地質、土壤土質、水系、生態系、地下資源 etc	○土質分布類(温帯—亜熱帯—熱帯) ○地質・地盤の構成成分類、地下水
③住環境、生活水準、一次、二次、三次産業etc	○材料、基盤のあるいは生態形発育の場としての地盤の役割(キャバシティ)
④開発行為、農地改良、宅地造成、工業用地造成、その他工事etc	○設計、施工への対応—資料蒐集、解析—手法—観測

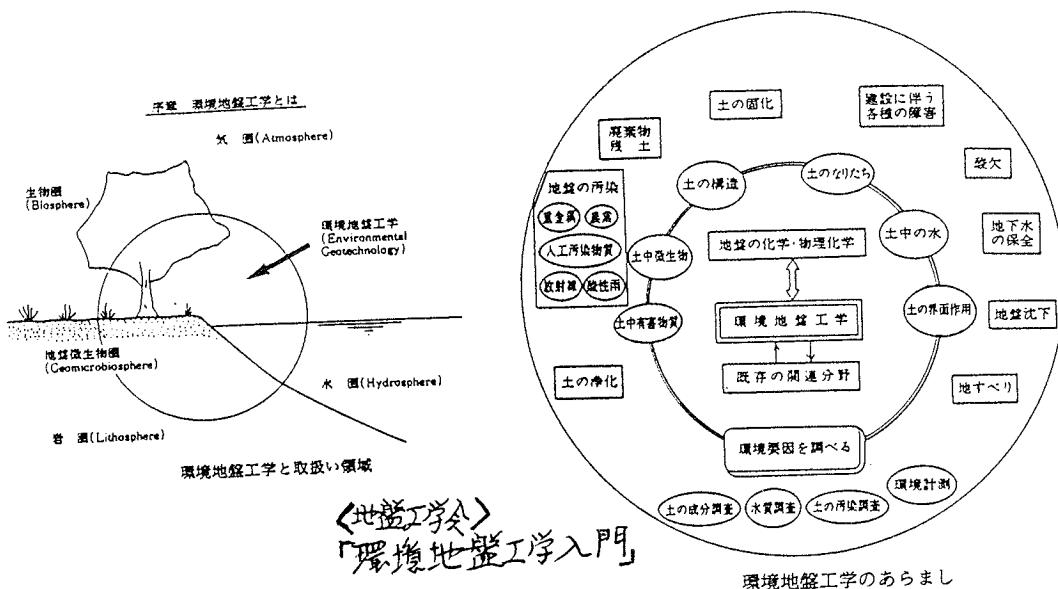
島嶼における地盤工学の役割

- ①事業と地盤事故・災害問題（風化・浸食・地すべり・崩壊・地盤沈下・景観保全など）
 - ②陸域土地造成と河川海域への土砂流出問題（生態系搅乱破壊・水質汚染など）
 - ③海域埋め立て造成と海域環境・水産業問題（港湾施設・住・商工業団地、リゾート開発などによる生態系搅乱損壊など）
 - ④水質源開発利用事業に伴う生態系異変損壊・地盤沈下・事故・災害など）
 - ⑤廃棄物処理と環境問題（産業廃棄物処理による土壤・地盤および地下水汚染・地盤悪化と公害事故など）
 - ⑥事業と埋蔵文化財／遺跡問題（建造物／道路など構築、地下空間利用、土質工学の保全保存技術開発など）
 - ⑦その他、海水面上昇・塩害・地下水塩水化・酸性雨などと地盤環境問題や建設副産物／廃材のリサイクルかつ有効利用、地下空間適正利用問題など。

ストックホルム国際土質基礎工学会議
 (1981年) における環境地盤工学
 (Environmental Geotechnics)
 の認識 (P.Sembenelli & Ueshita)※

新しい環境地盤工学	従来の土質力学
(1) 予知・見の工学 環境的マイナスを避ける (または防ぐ)ための工学	問題が発生してから解決
2) 土質力学に立脚しつつも総合的・学際的 土質工学・岩盤工学・地質工学・地下水学などを含む	専門的分野に限定される
3) 地域の地盤関係の問題に工学的・実際的に貢献	学問的・理論的貢献
4) 実社会における環境アクセスメントの初期段階で積極的に寄与	限られた分野での貢献

※「土と基礎」1988-1(豊坂)より



なお参考までに筆者らが関係した島嶼地盤工学関連著書及び報文を以下に掲げておく。

「水資源と環境地盤工学」、「琉球列島における島嶼生態系とその人為的変革」:

池原貞雄編著 昭和56年

「九州沖縄の特殊土」地盤工学会九州支部 山内豊豎編著 九大出版会 昭和58年

「鳥類生息環境の展望」編著 ひるま社・地域科学双書 平成2年

WATER RESOURCES PERSPECTIVE: Okinawa, Hawaii, Micronesia | 編著 U/H WRRC, 1991

- 「開発と地球環境問題」:「地盤環境読本」 地盤工学会研究委員会 編著 平成8年
- 「Integrated Water Problems on Islands Countries: TECHNOLOGY AND STRATEGIES USED IN OKINAWA」 共著 U/H WRRC, 1998
- Sp. Lecture: Environmental Impact Assessment for Geotechnical Problems
2nd. Int. Congress on Enviro. Geotechnics, JAPAN, A. BALKEMA, 1996(共著)
- ISTVS Sp. Lecture: The Importance of Geotechnical Engineering on the Islands Development, 4th Asia-Pacific Regional Conference, 1995
- 島嶼における土地開発と環境保全問題-沖縄の事例 平成7年度地盤工学会九州支部
国際セミナー講演集, 1995
- 島尻層泥岩土の流出と地盤環境問題について 第2回環境地盤工学シンポジウム
地盤工学会 廃棄物研究委員会, 1997
- セメント系固化材による赤土流出防止効果 日本材料学会 第2回地盤改良シンポジウム, 1997
- 開発と自然・生態系環境保全保護とのはざまで 地盤工学会「土と基礎」特集・生態系を
まもる Vol. 45, No. 1, 1997
- 島嶼沖縄の開発と自然・生態環境保全保護への努力-事例研究 (財)沖縄県環境科学セ
ンター報 Vol. 1, 1996
- 沖縄における開発事業と環境保全問題 平成8年「積算資料」沖縄版 No. 20特集, 1996
- 島嶼環境における地盤工学の役割 平成7年度日本学術会議第10回環境工学連合
講演会, 1995
- 島嶼沖縄における遺跡・埋蔵文化財の地盤工学的諸問題 地盤工学会遺跡の保存技術
に関するシンポジウム, 1995
- 論説:島嶼の水資源開発利用にかかる諸問題 ダム技術センター「ダム技術」No. 107
1995・8
- 特別講演:環境科学と環境地盤工学-そのローカリティとグローバル性-
第1回環境地盤工学シンポジウム 地盤工学会 環境/産廃2研究委員会, 1994
- Experimental Studies on Prevention of Reddish Soils Contamination of Sea
1st. International Congress of Environmental Geotechnics, Edmonton, CANADA, 1994
- 法面表層(浅層)安定処理に関する実験的研究 日本材料学会 第1回地盤改良シンポジウム, 1994
- Experimental Studies on Utilization of Construction Wastes for Road Sub-bases
11th Southeast Asian Regional Geotechnical Conference, SINGAPORE, 1993
- その他 沖縄地盤(土質)工学研究会研究発表会 第1回(1988)~第10回(1997)講演概要集

1 北中城村仲順(2)地区地すべり災害(速報)

琉球大学農学部 宜保 清一

平成10年10月5日に発生した当該地すべりに関して、10月6日に災害対策検討会が開かれた。報告は、県・村当局による状況・経過説明と踏査結果に基づいて、緊急に作成したものである。

1. 地形、地質の概況

当該地すべり地域は沖縄県本島中部の北中城村の中央部に位置し、土地利用のための開発・整備が活発である。

地形的には、全体にゆるやかな起伏を示す丘陵地域で標高90～115mの平均勾配が20度前後の北東向き斜面からなる。地すべり地特有の地形特性は当該箇所も含めて周辺地区に多数認められる。付近の土地利用は住宅地、農地および原野である。

地質的には、第三紀島尻層群泥岩層の与那原層を基盤とし、その上部に同起源の崩積土、あるいは第四紀琉球石灰岩を載せる構成である。基盤の泥岩層の表層部はやや風化しているものと考えられる。

地すべりが多発する島尻層群泥岩層の地質構造、強度および物理的鉱物学的性質の一般的特徴は、以下の通りである。島尻層群には造構運動で形成された大小の断層が多数あり、泥岩地すべりの潜在すべり面となっている。すべり面に転化した地質弱面では、強度が残留強度近くにまで低下している。すべり面領域には、ピーク強度を發揮する脆弱な破碎岩（または軟化岩）があり、弱面と共にブロック全体の滑動に関与している。

2. 地すべりの現況

本地すべりは北中城村仲順地内で発生した。この地域には、いくつかの地すべりが分布しており、対策工事が進行中のものもある。地すべり発生については、10月5日の12時30分頃に通報があり、地すべり頭部が1mほど滑落していた。その後、地すべりは進行し、移動が停止したと思われる夜半には、滑落崖の高さは8～10mほどに達していた。10月6日の午前の踏査では、地すべりブロックの規模は、斜長がおよそ170m、幅が上部でおよそ90m、末端部でおよそ120mであった。地すべり発生の誘因は間隙水圧の上昇であり、直接的には229mm（沖縄市胡屋、10月4日12時から5日にかけての24時間雨量）の豪雨が引き金となった。

滑落崖の上部には住宅があり、危険な状態にある。地すべりブロックの中程に村道があり、およそ100mにわたって20mほど移動し、村道に面した鉄

筋コンクリート2階建も道路と共に移動した。末端部では、中央部が公園敷地を3～4mほど隆起させ、右翼側が中央公民館の外階段を破壊し、左翼側が総合社会福祉センター近くにまで及んだ。

3. 拡大の可能性

地すべり全体としては、移動は停止しており、今後大きな移動や末端の泥流化はないものと判断している。しかし、以下に示す部分的な不安定化は今後進行することが考えられる。地すべり頭部の滑落崖は、規模が10m近くもあり、不安定な状態にある。露出泥岩が今後乾湿の繰り返しによって弱化し、崩落して、頭部が後退することが予想され、住宅がより危険な状態になる。地すべりブロックの中程の右翼側には、村道に面した鉄筋コンクリート3階建があり、その四角い基礎部は2面が露出した状態にある。この建物と中央公民館との間の斜面（斜長がおよそ40m）も大きく破壊していて、今後の降雨の大きさ如何によつては再発生の可能性があり、3階建ての住宅の倒壊と公民館への移動土砂による押し出しが予想される。また、末端左翼側は地下水や地区外からの流入水によってかなり軟弱化しており、総合社会福祉センターへのさらなる接近が懸念される。

4. 今後の対策に当たって

応急対策

恒久的な対策工事が実施されるまでにかなりの日数を要するため、その間の危険降雨に対して住民の避難勧告が必要である。従つて、降雨と地すべり活動との関係を調べるために、各種の計測機器を設置する。地表水の地下浸透を軽減するために排水路工を設置する。また、前項で指摘した箇所は地すべりブロックの中でも拡大の可能性があり、そのことは人的・物的損害を引き起こす危険性が大である。従つて、拡大の低減のための早急な対応が求められており、そのための調査が必要である。

恒久対策

本地すべりは、地内および周辺に、住宅、公民館、福祉センター、公園、道路を擁し、多くの人たちと関わっているため、再活動の防止は必要不可欠である。従つて、恒久的な安定に向けて、適切な対策工事を行う必要がある。そのためには、地形、地質、地下水、すべり面深度、すべり面土の強度および物理的鉱物学的性質を明らかにして、地すべり機構を解明する必要がある。

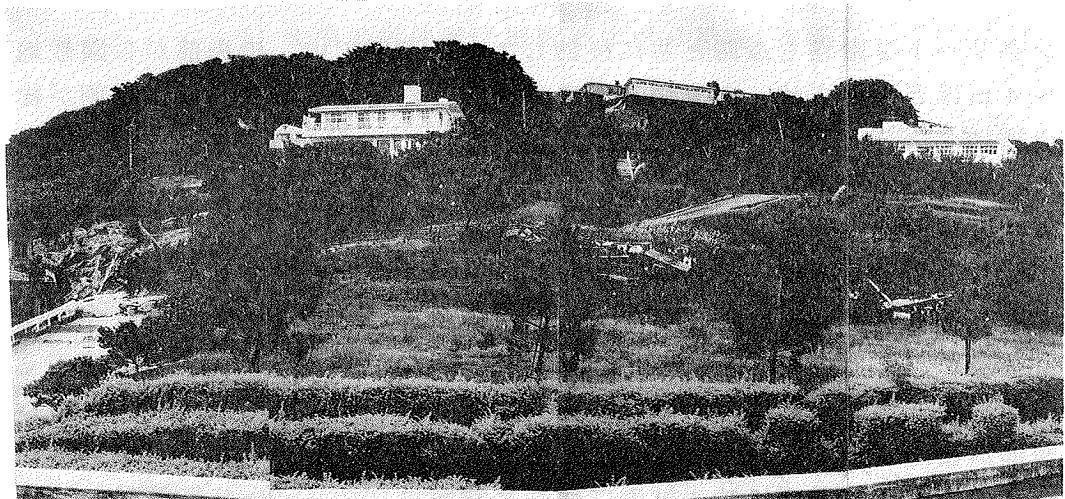


写真-1 地すべり全景 (10月6日)

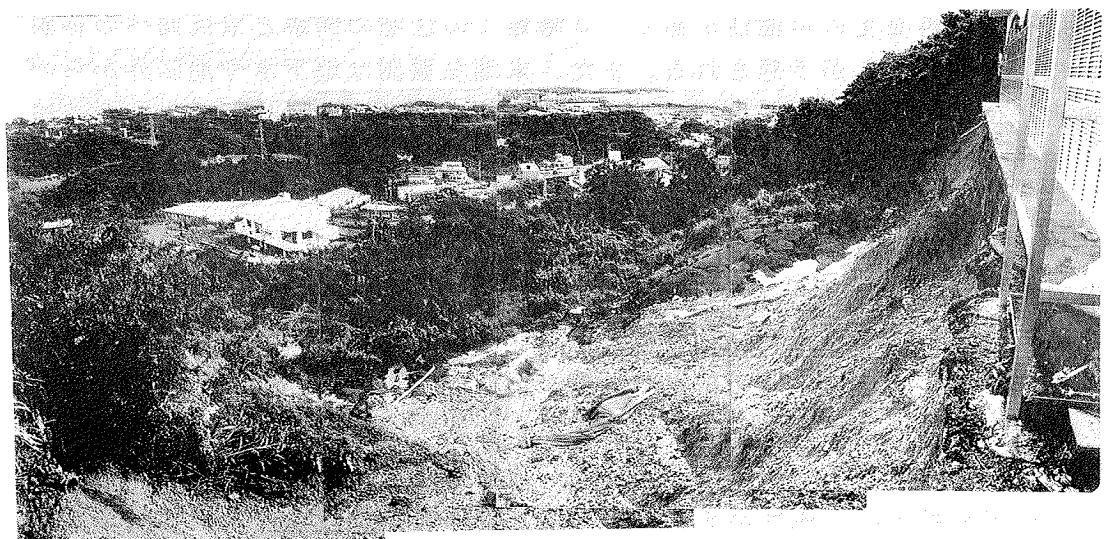


写真-2 頭部滑落崖の状況
(10月6日)

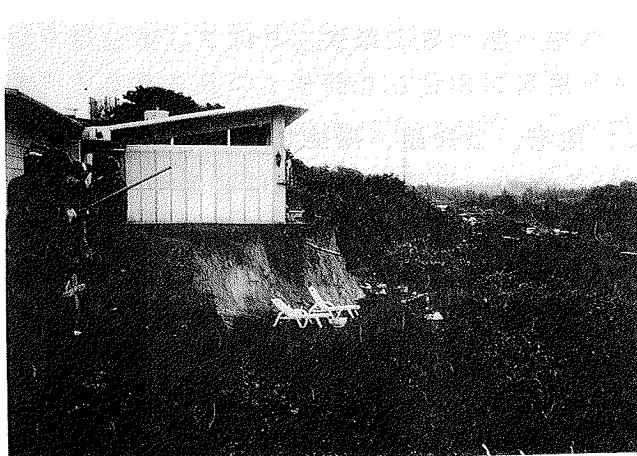
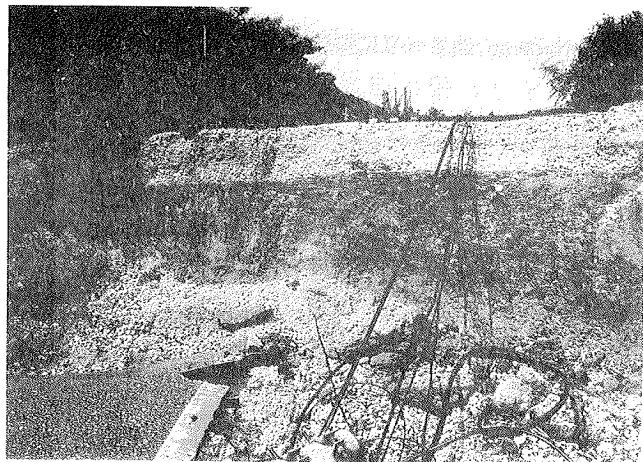
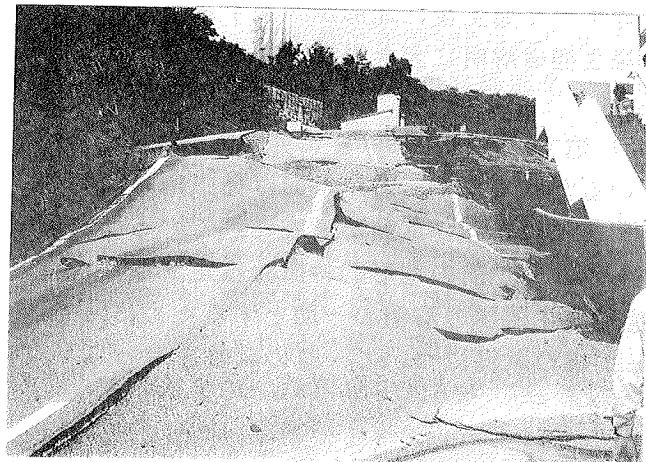


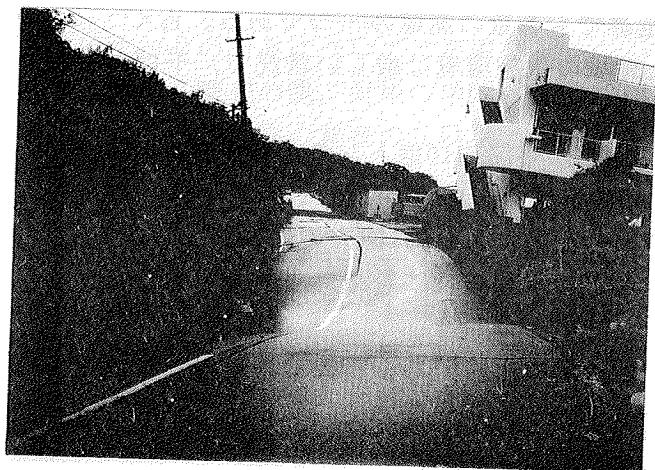
写真-3 発生直後の滑落崖の状況
(10月5日 13時頃)



写真－4 道路の破断状況
(10月6日)



写真－5 15m程移動した道路・建物
(10月6日)



写真－6 発生直後の道路・建物
(10月5日13時頃)

2 黄土高原固原地区の廟湾(Miaowan)地すべりについて

琉球大学農学部	宜保 清一
北京林業大学	孫 保平
北京林業大学	○ 趙 廷寧
利根コンサルタント㈱	佐々木慶三
九州大学	江頭 和彦
鹿児島大学大学院連合農学研究科	中村 真也

1. はじめに

黄河に流入する土砂の25~48%が黄土高原の重力侵食（地すべり・崩壊）に由来するものである。黄土地すべりは、様々な形態のものがあり（郎ら, 1998），1983年に発生した酒勒山地すべり（森脇, 1984）のように、規模が大きく、高速で滑動するのが特徴の一つである。地すべり発生後に地形が一変するため、地形の復元の困難さが黄土地すべりの発生機構解明に大きな支障となっている。

固原（Guyuan）地区の廟湾（Miaowan）地すべりは、1996年に発生したもので、発生直後の形状がよく保存されているだけでなく、対岸斜面は発生前の状況と同様な地すべりブロックをなし、背後には新しい亀裂が形成されているなど、地すべり発生に関わる現象が認められ、発生前の地形的特徴を推定することができる。黄土地すべりのすべり形態や発生機構の解明の一助とするために、1998年6月上旬に廟湾地すべりを踏査し、採取試料について一連の試験を行った。ここではその結果について報告する。

2. 黄土高原の概況

黄土高原は黄河の中流域、西は日月山、東は太行山、南北はそれぞれ秦嶺、隕山に囲まれた、陝西、甘肅、青海、河南、山西の5省、寧夏回族、内蒙古の2自治区に跨る。総面積は63万km²で、世界でも有数の高原の一つである。古くからの人為的影響と気象条件により、地域の生態環境は厳しい状況で、干ばつや飛砂、土砂流出などの自然災害が頻発している。

黄河流域の土砂流出面積は45万km²に達し、年間約16億トンの土砂が黄河に流入するため、黄河は含砂量・土砂運搬量が世界一多く、下流域では「天井川」になっている。土砂堆積に起因する黄河の氾濫により約1億人の住民および6,700万haの農地の安全が危惧され、ダムなどの水利施設にも深刻な影響をもたらしている。

黄土は砂漠、ゴビと密接な関わりをもつ風成土層である。黄土地形の主要形

態は、広く平坦で花びら状を呈するユアン、大規模なガリによって深く浸食されてできた細長い高地の梁（リヤオ）、楕円あるいは円形を呈する丘のマオの三つに大別される。（吉松ら、1992）。

地すべり・崩壊は重力侵食に区分され、表流水による表層侵食等とともに黄河入土砂の主な発生源となっている。畑地造成、道路、鉄道の建設などの人為的地形改変によって多くの地すべり・崩壊が誘発され、不安定斜面も至る所に存在する。また、地震によって発生した地すべり・崩壊も多い。資料によると、黄土高原における重力侵食（地すべり・崩壊）由来の流出土砂量は流域流出土砂総量の約25～48%を占める（趙ら、1993）。

3. 地すべりの概況

廟湾（Miaowan）地すべりは寧夏回族自治区南部の彭陽県紅河郷黒牛溝村廟湾で発生した（図-1）。この地域は、地形的に典型的な黄土丘陵にあたり、少数民族居住区である。全域が農地として活用され、主にコムギやアワが栽培されている。降水量は年間507.9mm程度で、6～8月の雨期に集中する。廟湾地すべりは、1996年7月27日の日降雨量134mmによって誘発された。先行降雨として7月7日～26日の総雨量95mmがあった（図-2）。地すべりの規模は、斜長が414m、幅が492m、面積が0.20km²である。

地すべり地内にあった廟湾集落の家屋は全壊し、被災面積は0.24km²に及ぶ。廟湾地すべりの周囲は多くの地すべりが分布している。地すべり地内には耕地が多くたことから古い地すべりが分布していたと考えられる。今回の地すべりは、末端部に古い地すべりを取り込んだ初生地すべりである。集中降雨が直接の引き金となった。地すべりの予兆については不明であるが、踏査の際、対岸の地すべり地で旧滑落崖の背後の丘陵頂部付近に凹地が確認された。これは毎年できる亀裂を埋め戻してしまうため形成されたもので、同様の現象が廟湾地すべりでも起きていた可能性がある。

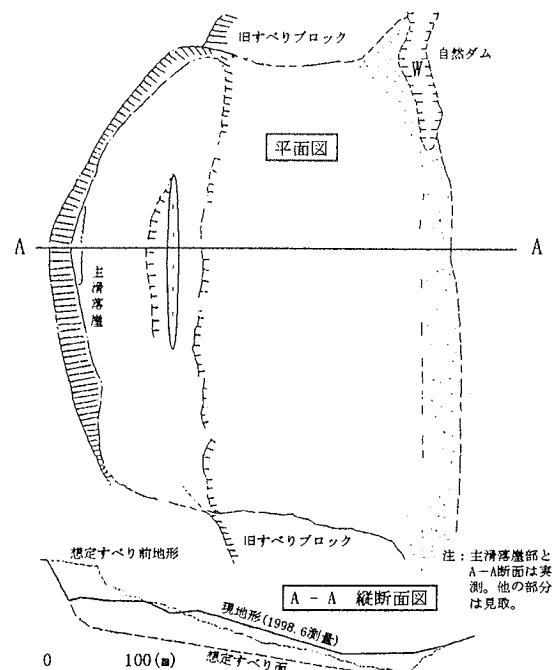


図-1 地すべりの平面図と縦断面図

地すべりの滑落崖の高さは50mで、高速で滑動し、移動土塊は対岸に乗り上げ河川を閉塞したため、上流側に大きな自然ダムが形成されている。地すべり末端部にはブロック状の黄土塊があり、末端部が流動化した現象は見られていない。すべり面は馬蘭黄土層と離石黄土層の境界付近と考えられる。

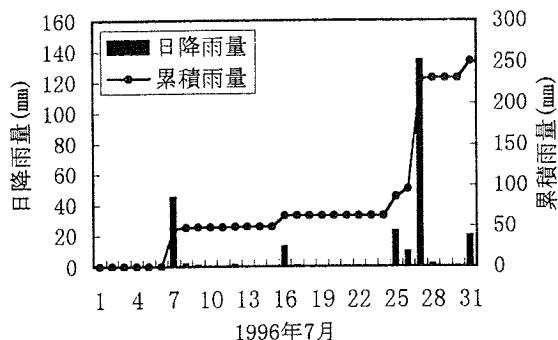


図-2 彰陽県の降雨量（1996年7月）

4. 試験方法および結果

地すべり土について物理試験、鉱物分析、リングせん断試験を行った。試料は地すべり頭部の滑落崖より採取した馬蘭黄土の $420 \mu\text{m}$ ふるい通過分を用いた。表-1に物理的・鉱物学的性質を示す。シルト、細砂分がそれぞれ 29.0%、56.9% が多い。塑性指数は 12.5 である。鉱物分析は乱方位粉末法により X 線回

表-1 試料の物理的・鉱物学的性質

I _P	粘土(%) (< 2 μm)	シルト(%) (2 ~ 20 μm)	細砂(%) (20 ~ 200 μm)	粗砂(%) (200 ~ 420 μm)	含有粘土鉱物
12.5	13.8	29.0	56.9	0.3	石英 > 長石, 方解石 > 雲母, 緑泥石

折を行い、鉱物を同定した（図-3）。石英を主に、長石、方解石、雲母、緑泥石を含有する。シルト、細砂分が多いこと、主に石英を含有することから、高い残留強度が予想できる（宜保ら、1992）。

図-4 にせん断試験結果を示す。応力挙動は、いずれの垂直応力の下でも 9 ~ 10mm の変位でピークを示し、100mm 程度で残留強度に達した。せん断に伴う強度の低下が小さく、物理的・鉱物学的性質を反映した結果となった。図-5 に完全軟化強度、残留強度とともに回復強度もプロットしてある。完全軟化強度および残留強度は、 $c_{sf} = 0\text{kPa}$ として、それぞれ $\phi_{sf} = 35.7^\circ$ と $\phi_r = 32.5^\circ$ を得た。回復強度は、完全軟化強度、残留強度を求めたあと、試料をそのまま二日間再圧密し、再びせん断を行って求めた強度である。再圧密によって高い垂直応力の下でも完全軟化強度近くにまで回復した。

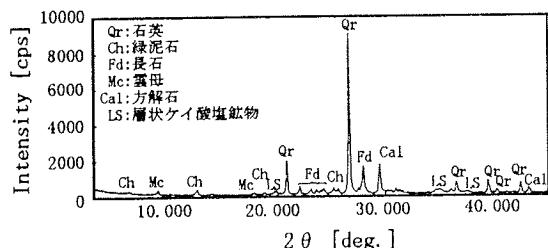


図-3 X線回折図

すべり面は馬蘭黄土層と離石黄土層の境界付近と考えているが、上載する馬蘭黄土が主導的にすべり面を形成したと想定した場合、求めた強度を用いて安定解析を行うことができる。地すべり発生時には、完全軟化強度よりやや高い不攪乱試料のピーク強度が主に関与したと考えられる。現在の地形については、実験により明らかになつた回復特性を考慮すると、移動により残留強度にまで低下したすべり面強度が土かぶり圧による再圧密によって完全軟化強度近くまで回復していることが推察される。

5. おわりに

黄土地すべりの防止策の一助とするため、廟湾地すべりについて調査・研究を行い、地すべりの概況、試料の物理的・鉱物学的性質、土質強度特性を示した。今後、地すべり発生の土質工学的背景をさらに追求する予定である。

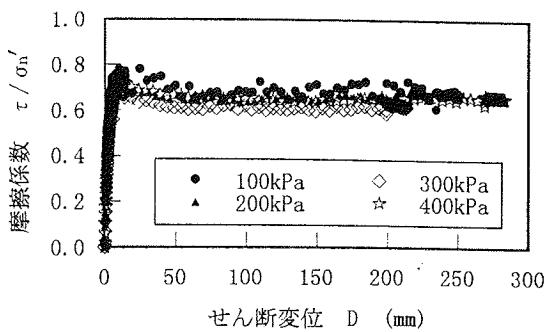


図-4 試料の大変位リングせん断試験結果

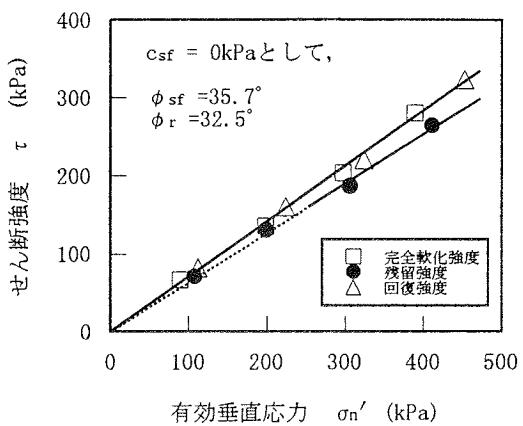


図-5 試料の完全軟化強度、残留強度および回復強度

参考文献

- 宜保清一, 江頭和彦, 林義隆(1992): 地すべり土の残留強度の大変位せん断試験による測定法と物理的鉱物学的性質による類推法, 農業土木学会論文集, Vol159, pp.57 ~ 63
 郎華, 中村浩之(1998): 黄土地すべりのすべり面形状と崩土の拡散範囲の予測, 地すべり, Vol. 35, No.1, pp.9 ~ 18
 森脇寛(1984): 1938年中国甘粛省酒勒山地すべり, 地すべり, Vol.20, No.4, pp.28 ~ 33
 吉松弘行, 綱木亮介, 近藤觀慈, 山田拓哉(1992): 中国の地すべりー特に黄土地帯の地すべりについてー, 地すべり, Vol.28, No.4, pp.37 ~ 44
 趙丁寧, 王玉傑, 解明曙, 阿部和時, 遠藤泰造(1993): 林木根系的抽拉過程及抗抽拉力, 中国黄土高原治山技術培訓項目合作研究論文集, 賀慶棠, 遠藤泰造主編, 中国林業出版社, pp.198 ~ 203

3 地すべり土の残留強度特性と定数決定手法

琉球大学農学部

宜保清一

中村真也

○畠勢津子

利根コンサルタント㈱ 周 亜明

1. はじめに

残留強度は、粘土粒子の配向面において発揮される最小の排水強度であり、再活動型地すべりおよび地質弱面を潜在すべり面とする初生型地すべりの安定度評価において必要不可欠であるので、その定数の妥当性は、斜面安定度評価、対策工法の選定等に大きく影響する。従って、強度定数決定が極めて重要となるが、実験で得られる残留強度包絡線に湾曲化現象が認められるため、強度定数が一義的に決まらない。残留強度包絡線の湾曲化は、残留摩擦係数 τ_r / σ_n' ~ 垂直応力 σ_n' 関係に鮮明に現れる。 $\tau_r = c_r + \sigma_n' \cdot \tan \phi_r$ を変形して、 $\tau_r / \sigma_n' = c_r / \sigma_n' + \tan \phi_r$ とし、 σ_n' の大小による τ_r / σ_n' の変化をみると、 $\tau_r / \sigma_n' = \text{const.}$ である高い垂直応力レベルでは、 σ_n' が大きくなるにつれて c_r / σ_n' 項は小さくなり、 τ_r / σ_n' が $\tan \phi_r$ とほぼ等しくなって、 $c_r = 0$ となる。一方、低い垂直応力レベルでは $\tau_r / \sigma_n' \neq \text{const.}$ であり、 σ_n' が小さいほど c_r / σ_n' が大きく、粘着力成分の存在が無視できないことがわかる。残留強度包絡線の湾曲化は、土の種類および垂直応力のレベルによって異なるので、その特性を把握し、強度定数の決定手法を確立することが重要である。ここでは、地すべり採取試料について残留強度測定試験を行い、強度定数の決定手法の確立を試みた。

2. 大変位せん断挙動と残留せん断面の状況

試験は、台湾、中部横貫公路地すべり¹⁾、中国、薛城鎮地すべり^{2,3)}、石倉地すべり⁴⁾、亀の瀬地すべり^{5~7)}からの採取試料について、リングせん断試験機⁸⁾を用いて行った。いずれの事例も大移動を起こし、滑動を繰り返している再活動型地すべりであるので、すべり面の平均強度は残留強度にまで低下しているとみなされている。各試料ともせん断応力はピーク後に漸減しつつ大変位を経て残留強度に至った。台湾試料では、D=345mm の大変位で残留せん断域に至ったが、高めの残留強度を示し、ピーク強度から残留強度への漸減の様相も垂直応力の大小によってかなり異なった。垂直応力 $\sigma_n' = 50\text{kPa}$ の下でのせん断挙動は大変位に至っても定常状態とならない。それは、試料が主としてシルトと細砂からなり、垂直応力が小さく拘束が弱いため、せん断中土粒子相互の干渉作用が活発で、攪乱状態を呈

して残留せん断面が発達しないためである。残留せん断面は、高い垂直応力に対しては粒子の配向状態が良好で開離できたが、低い垂直応力の下では開離できるほどの発達がみられなかつた。薛城鎮試料は、 $D=70 \sim 100\text{mm}$ で残留せん断状態に至つたが、低い垂直応力レベルの下ではせん断面に約 1mm 厚の攪乱薄層が形成され、せん断面の開離は容易でなく、台湾試料と同様高めの残留強度を示した。一方、石倉試料と亀の瀬試料では、かなり小さい τ_r / σ'_n の値が示され、せん断に伴う漸減現象は $D=1,000\text{mm}$ 付近まで続いた。所定の各垂直応力においてせん断面が開離できたが、高い垂直応力下で鏡肌が形成されたのに対して、低い垂直応力下ではせん断面の発達が悪かつた。このように、残留強度は物理的・鉱物学的性質に依存し、配向性、非配向性試料を問わず低い垂直応力レベルの下では、高い垂直応力レベルに比べせん断に伴う粒子配向が良好でなく、相対的に高めの残留強度となる。

3. 残留強度定数の決定手法

低い垂直応力レベルの下において、せん断面における土粒子の配向の悪さに起因して残留摩擦係数、残留せん断応力が高く得られ、強度包絡線が湾曲化することから、大小の垂直応力レベル別に残留強度定数を決定すべきと考える。

図-1に台湾試料と亀の瀬試料についての $\tau_r / \sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係を整理した。 τ_r / σ'_n 値には、試料の物理的・鉱物学的性質が反映されている。シルトと細砂を多く含む台湾試料と薛城鎮試料では大きく、

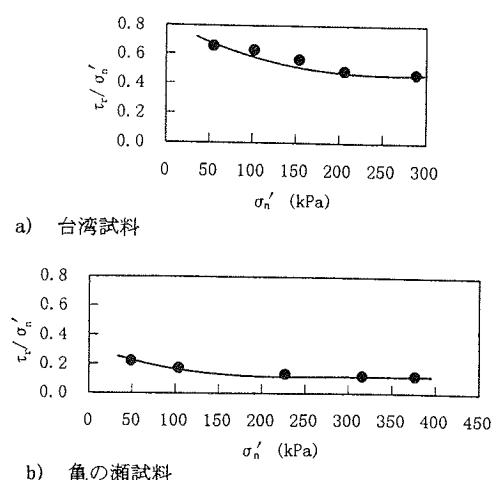


図-1 台湾および亀の瀬試料の $\tau_r / \sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係

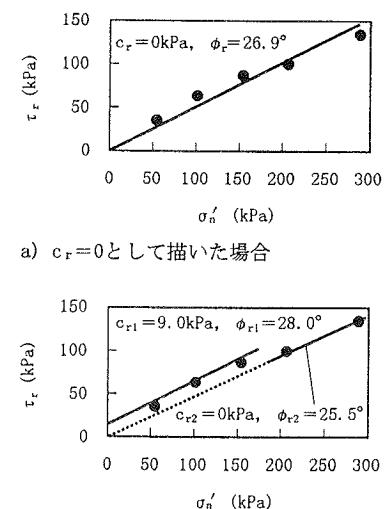


図-2 台湾試料の残留強度包絡線と定数

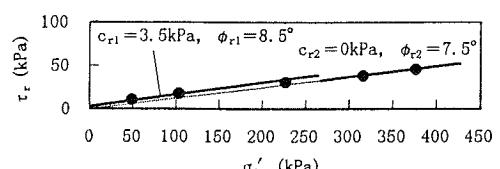


図-3 亀の瀬試料の残留強度包絡線と定数

表-1 試料のリングせん断試験結果

試 料	有効垂直応力 σ_n' (kPa)	残留強度 τ_r (kPa)	残留摩擦係数 τ_r/σ_n'	残留強度定数			
				ϕ_r^a ($c_r=0$)	ϕ_r^b ($c_r=0$)	c_r (kPa)	ϕ_r
台 湾	54.27	35.68	0.6575	33.3°	26.9°	9.0	28.0°
	101.06	63.75	0.6309	32.2°			($\sigma_n' = 50 \sim 150$ kPa)
	153.64	87.00	0.5662	29.5°		0	25.5°
	205.60	100.05	0.4866	25.9°			($\sigma_n' \geq 200$ kPa)
	287.83	134.76	0.4682	25.1°			($\sigma_n' = 50 \sim 100$ kPa)
	51.65	29.00	0.5616	29.3°	26.0°	3.5	27.0°
	67.06	36.23	0.5403	28.4°			($\sigma_n' = 50 \sim 100$ kPa)
	104.64	54.16	0.5176	27.4°		0	25.5°
	150.61	74.50	0.4947	26.3°			($\sigma_n' \geq 150$ kPa)
	202.77	94.55	0.4663	25.0°			($\sigma_n' \geq 200$ kPa)
石 倉	54.45	11.65	0.2140	12.1°	8.5°	3.5	9.0°
	106.82	19.01	0.1780	10.1°			($\sigma_n' = 50 \sim 200$ kPa)
	200.36	33.53	0.1673	9.5°			($\sigma_n' \geq 200$ kPa)
	300.00	44.30	0.1477	8.4°		0	8.0°
	398.21	57.84	0.1452	8.3°			($\sigma_n' \geq 300$ kPa)
	48.25	10.70	0.2218	12.5°	8.0°	3.5	8.5°
	103.28	18.12	0.1755	10.0°			($\sigma_n' = 50 \sim 200$ kPa)
	226.26	30.50	0.1348	7.7°			($\sigma_n' \geq 200$ kPa)
	315.06	38.10	0.1209	6.9°		0	7.5°
	375.50	46.00	0.1225	7.0°			($\sigma_n' \geq 300$ kPa)

^a $\tan^{-1}(\tau_r/\sigma_n') = \phi_r$ とした強度定数^[10]^b $c_r=0$ とした強度定数^[9]

粘土分を多く含み残留せん断面の発達が良好な石倉試料と亀の瀬試料では小さくなっている。試料において、高い垂直応力レベルでほぼ一定となり、低い垂直応力レベルに対して垂直応力が小さくなるほど増大し左上がりの曲線となっている。図-2aの台湾試料の $\tau_r \sim \sigma_n'$ 図において、残留強度定数は、Skempton^[9]にならって $c_r=0$ とし、 $\phi_r=26.9^\circ$ を得たものであるが、低い垂直応力レベルに対する強度は包絡線より上側に位置しフィットしていない。そこで、高い垂直応力レベルに対しては $\tau_r/\sigma_n' = \text{const.}$ を示していること、低い垂直応力レベルに対しては、せん断面の粒子配向が悪くて開離できないような状態にあって、 $\tau_r/\sigma_n' \neq \text{const.}$ となっていることから、低い垂直応力レベルでは粘着力成分が無視できないと考え、垂直応力を大小二つのレベルに分けて強度包絡線を描き、低い垂直応力レベルに対しては $c_r \neq 0$ とした(図-2b)。大小垂直応力のレベルの設定については、 $\tau_r/\sigma_n' \sim \sigma_n'$ 関係が直線から曲線へと移行する変局点に注目し、対応する垂直応力を境界点とした。台湾試料では 50 ~ 150 kPa の低垂直応力レベルと 200 kPa 以上の垂直応力レベルを別々に扱い、50 ~ 150 kPa で $c_{r1}=9$ kPa • $\phi_{r1}=28.0^\circ$ 、200 kPa 以上で $c_{r2}=0$ kPa • $\phi_{r2}=25.5^\circ$ を得た。図-3は亀の瀬試料の $\tau_r \sim \sigma_n'$ 関係である。

かぶり圧の大小によって異なり、動員される残留強度定数が異なることを示唆するものである。

表-1は、上記の定数と共に、 $c_r=0$ とする方法⁹⁾による値と、 $\tan^{-1}(\tau_r/\sigma_n') = \phi_r$ として求めた値¹⁰⁾を整理したものである。大小の垂直応力レベル別の決定手法による結果と他の2手法のそれとの間には明らかな差違がある。本手法には $\tau_r \sim \sigma_n'$ 関係、 $\tau_r/\sigma_n' \sim \sigma_n'$ 関係および残留せん断面の状況などの垂直応力に依存する残留強度特性がうまく反映されている。

4.まとめ

得られた結果を要約すると次のようになる。

- ① 残留強度包絡線は低い垂直応力レベルにおいて湾曲化するため、その定数は決定方法によって異なり、安定解析に大きく影響する。
- ② 残留摩擦係数は、高い垂直応力レベルではほぼ一定となり、低い垂直応力レベルに対しては垂直応力が小さくなるほど増大し左上がりの曲線となった。
- ③ この残留摩擦係数特性を基に有効垂直応力を大小二つのレベルに分け、残留強度包絡線を描いて強度定数を決定することを考え、高い垂直応力レベルにおいて $c_r=0$ 、低い垂直応力レベルで $c_r \neq 0$ であること、および ϕ_r が高い垂直応力レベルより低い垂直応力レベルで幾分大きくなるなることを明らかにした。
- ④ この手法は、垂直応力に依存する残留強度特性を活用し強度定数を決定しようとした合理的なものである。

参考文献

- 1) 宜保清一、陳信雄、江頭和彦、林義隆、周亜明:台湾、中部横貫公路地すべり土の残留および回復強度特性、地すべり、34(2), pp. 50-56, 1997
- 2) 宜保清一、佐々木慶三、周亜明、江頭和彦:中国、岷江および右支雑谷脳河流域の地すべり、地すべり、32(4), pp. 41-48, 1996
- 3) 周亜明、宜保清一、江頭和彦、藤本昌宜:中国、岷江および支流雑谷脳河流域の地すべり土の物理的・鉱物学的性質とせん断強度特性、農土論集、187, pp. 23-29, 1997
- 4) 長崎県北振興局林業部治山課:平成2年発生石倉地すべり概要、地すべり、29(3), pp. 41-49, 1992
- 5) Gibo,S., Egashira,K. and Ohtsubo,M.: Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, Canadian geotechnical Journal, 24(3), pp.456-462, 1987
- 6) Hayashi,Y., Higaki,D., Ishizuka,T.: Structure of slip surface formed by rock block slide, Landslides Glissements de terrain, DAVID H.BELL, Proc. 6th int. symp., pp.127-132, 1992
- 7) 村田行雄:亀の瀬地すべり、地すべり、16(4), pp. 25-39, 1980
- 8) 宜保清一:残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその制度、地すべり、31(3), pp. 24-30, 1994
- 9) Skempton,A.W.: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, 14(2), pp.77-101, 1964
- 10) Bromhead,E.N.: Large landslide in London clay at Hence bay, Kent, Quarterly Journal of Engineering Geology, 11, pp.291-304, 1978

4 小禄道路(赤嶺地区)近接施工について

沖縄総合事務局 南部国道事務所 ○照屋正史
内間安治

1. はじめに

那覇空港自動車道は、那覇市街地南部を経由して沖縄自動車道と那覇空港を結ぶ高規格幹線道路であり、このうち小禄道路は豊見城 IC から那覇空港を結ぶ延長約 8km 区間である。

本道路を計画する那覇市赤嶺地区において一般国道 331 号の地上部を沖縄都市モノレールが高架構造で整備（H15 年開業予定）計画されていることから、本道路をトンネル構造とすれば、都市モノレールの基礎工と近接施工する事となる。

本報告では、島尻層を基盤とする軟岩におけるトンネル施工の際のモノレール基礎への影響について地質調査結果を基に解析を行い、補助工法を含めたトンネル施工方法の検討を行うものである。

2. 調査位置及び地形地質概要

図 1 に本調査位置を示す。今回の対象区間周辺の地形の特徴としては、小起伏状丘陵と谷底低地が分布している。また、本島南部一帯は、琉球層群と呼称される第四紀層が、標高 100 ~ 200m の平坦面を形成して広く分布している。

さらに、この台地の第四紀層の下位は、基盤岩である新第三紀～第四紀早期の島尻層群に分類される砂岩・泥岩（シルト岩）によって構成されている。

本地域の基盤となっている島尻層群は、図 2 に示すように、下位から上位へ向かって豊見城層・与那原層・新里層の 3 層に分類されている。

尚、今回の調査対象区域に分布する地質は、上記のうち豊見城層である。

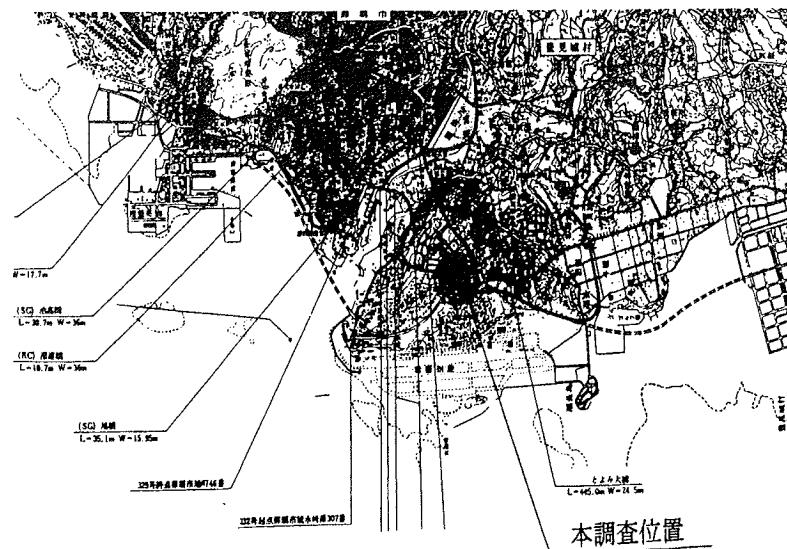


図 1 位置図

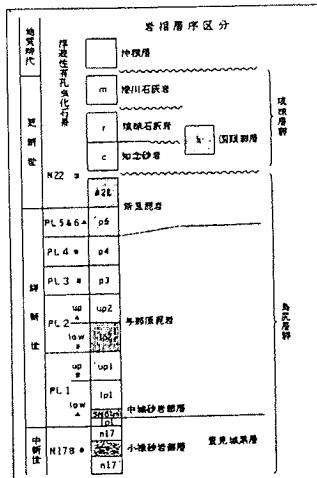


図 2 岩相層序区分

3. 調査及び解析方法

図 3 に、今回トンネルとモノレールの近接区間において 3箇所（B 9-1, B 9-2, B 9-3 地点）の調査ボーリングを実施した位置及び、FEM 解析を行った位置を示す。ボーリング位置は、過去の調査ボーリング及び委員会の意見を考慮して決定した。

また、FEM解析位置は2地点としたが、これは近接区間Iのモノレール基礎とトンネル天端の距離が最小の地点（橋脚番号P59）と近接区間IIの那覇工芸館、県営住宅に最も接近している地点（橋脚番号P89）を選択した。

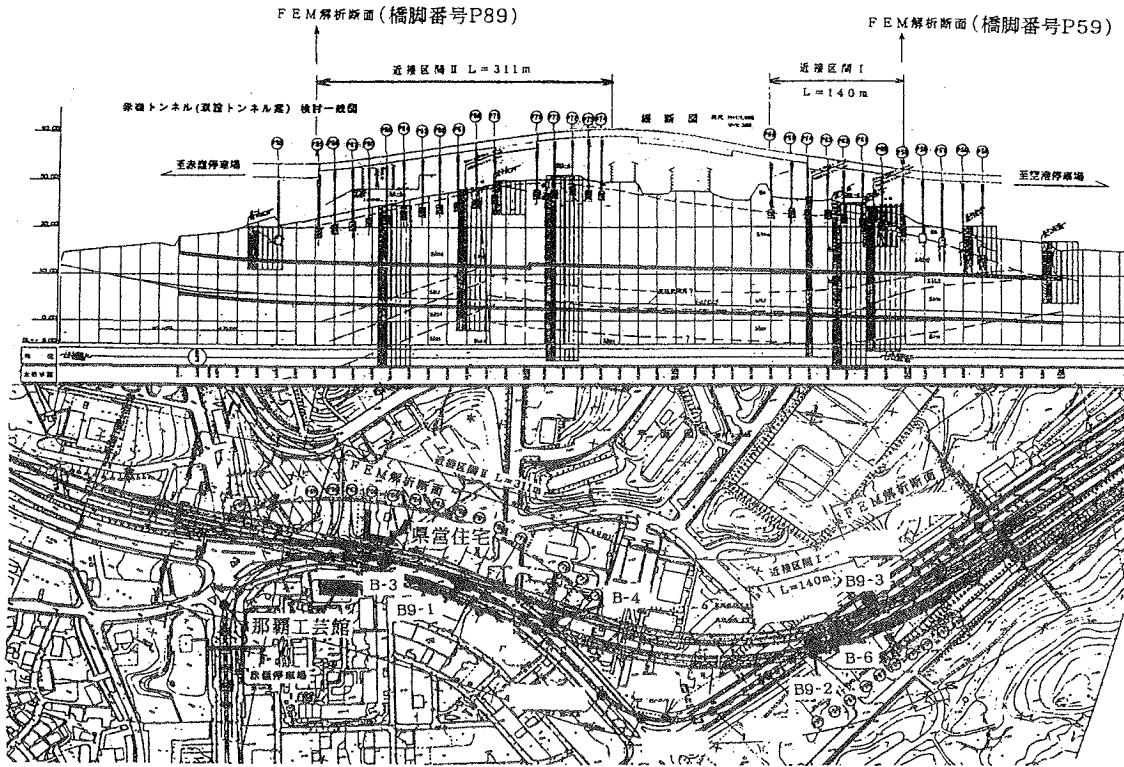


図3 ボーリング及びFEM解析位置

さらに、ボーリング及び地質調査、孔内水平載荷試験等からFEM解析時の解析条件を以下の表1～5の通りとし、施工方法については、上半先進工法及び補助工法にはパイプルーフ工法、長尺鋼管先受け工法等を提案し、解析条件とした。

表1 地盤定数

地層	表層(風化岩)	新鮮泥岩	小礫砂岩
変形係数 (kgf/cm ²)	2,000	7,500	3,000
ボアソン比	0.42	0.40	0.42
単位体積重量 (t/m ³)	2.0	2.0	2.0
粘着力 (kgf/cm ²)	0.3	4.0	0.0
内部摩擦角 (°)	0	30	45

表2 支保工剛性

吹付けコンクリートの剛性定数	20,000 kgf/cm ²
ボアソン比	0.17
支保工剛性	吹付けコンクリートと鋼製支保工を含成

表3 施工条件および解析条件

① ロックボルトは考慮しない、	④ 鋼製支保工: H125, トンネル軸方向隔離 1m
② 吹付けコンクリート厚: 15cm	⑤ インバート覆工厚: 45cm
③ 覆工コンクリート厚: 30cm	⑥ 掘削順序: 先行トンネル覆工後に後行トンネルを掘削 (10ステップで解説)

表4 応力解放率および初期地山応力解析時の側圧係数

掘削り時の応力解放率	40 %
支保工設置後の応力解放率	60 %
側圧係数	0.5

表5 解析ケース

ケース1	モノレール（橋脚番号P89）の遠心荷重(80km/h走行)と西向き風荷重作用時(左方向)、 補助工法:なし
ケース2	モノレール（橋脚番号P59）の遠心荷重は作用せず、東向き風荷重作用時(右方向)、 補助工法:なし
ケース3	ケース2と同じ条件、補助工法:長尺先受け工

4. 結果及び考察

4-1 地質・地下水状況

図4は、過去と今回の調査結果をもとに推定された地質・地下水状況を示したものである。

図から各地点とも島尻層郡豊見城層が比較的浅い部分から分布しており、地層構成は上位より泥岩(Slm2)一砂岩(Sls2)一泥岩(Slm1)一砂岩(Sls1)の順序となっているのが分かる。

また、B-3～B9-1の区間では上位の砂岩層を結ぶと正層しているのが分かる。砂岩層は南西方向に

傾斜しており、層の傾斜角は最大で 4.4° である。これは当該地区周辺で確認される地層の傾斜とほぼ一致している。

一方、この区間の上部砂岩層を延長すると、B-4 地点の標高 GL-14.0 ~ 16.5m 付近に砂岩層が分布することになるが、B-4 地点のこの深度では泥岩層が確認され、砂岩層は存在しない。このことから、両地点の間に断層を推定するか、もしくは B-3 ~ B-4 の区間に褶曲が存在するかのいずれかが考えられる。

しかし、B9-1 と B-4 地点の砂岩層の地下水位が最大 19m の差を生じていることから、断層が存在しているものと考えられる。

また、地下水状況については、B9-2 地点において砂岩層の水位が時間的に変動するのが確認された。水位降下は午前 9 時より始まり、1 時間で 4 ~ 5m 程度の水位降下が確認された。B-3 ~ B9-1 地点では砂岩層の水位は被圧されておらず、水位の時間的変動は確認されていない。B-6 ~ B9-3 地点の砂岩層においては、地下水位はほぼ同じであり、水位の時間的変動は確認されていない。

また、透水係数が小さいこと、孔によって地下水状況が変化していることから、地下水汲み上げにディープウェルを採用した場合に、十分な効果が得られるか否かの判断が難しい。

従って、トンネル設計時では、水位観測等の設置、井戸の聞き込み等の調査により地下水の変動を把握する必要がある。

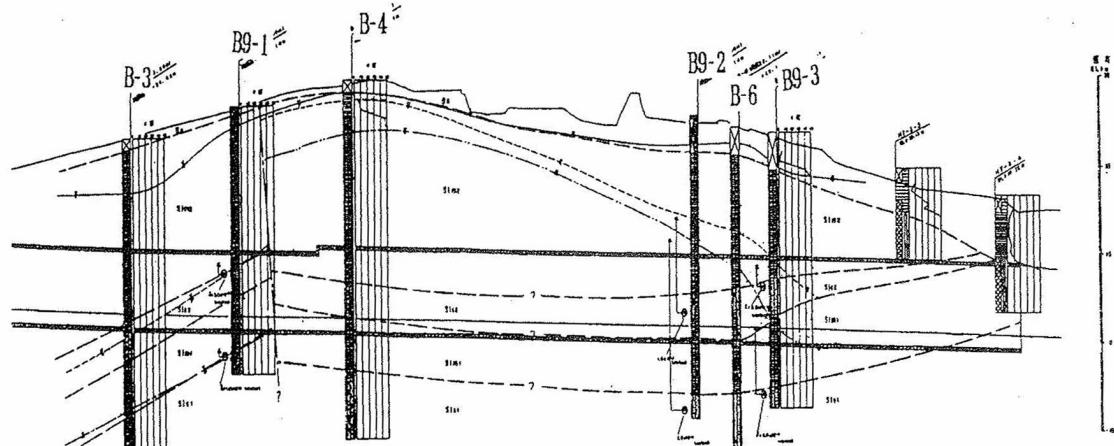


図4 地質・地下水状況

4-2 FEM 解析結果

図 5, 6 は、ケース 1 ~ 3 における解析モデルを示したものである。これらの解析条件を用い、得られた結果を表 6, 7 に示す。

ここで、モノレール高架橋の許容沈下量および那覇市伝統工芸館、県営赤嶺住宅の許容変位量は、文献⁽¹⁾⁽²⁾等から設定し、モノレール 20mm、建物の地表面傾斜角 1 / 1000 ラジアンとした。

このことから、解析結果は各ケースとともにフーチング底面の沈下量は 20mm 以内に収まっているのが分かる。しかし、トンネル脚部で点安全率が 1 を下回る部分が出現し、近傍の最大せん断ひずみは約 0.4 %程度となっている。

補助工法ありとなしのケースの比較では、補助工法を用いるとせん断ひずみに変化はないが、トンネル天端、フーチング底面、トンネル直上など全ての点で 1 ~ 2mm 程度（約 20 %）沈下が抑制され、安全率はほぼ 1 度に改善されている。ただし、最大せん断ひずみの低減がみられない脚部についてはフットパイルなどの補強工が必要と思われる。

地表面傾斜角に関しては最大地点でも許容値の 1 / 1000 以下で問題はないと思われる。

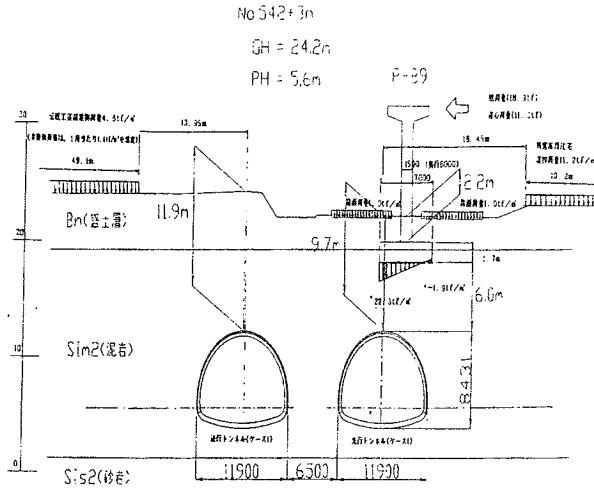


図5 解析モデル（ケース1）

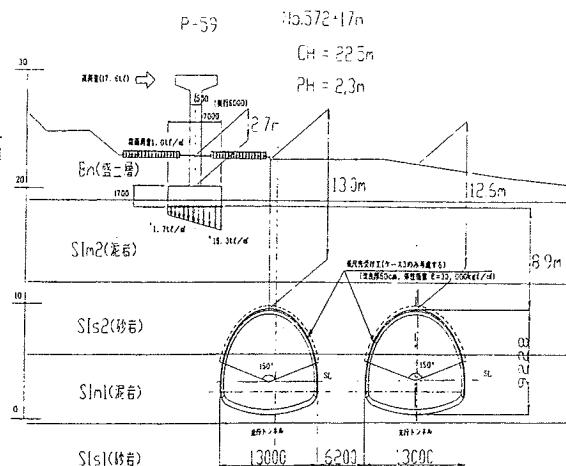


図6 解析モデル（ケース2, 3）

Sis1(泥岩)

表6 解析結果（近接区間II, モノレール橋脚番号P89）

解析ステップ		ケース1	
		STEP 3, 4	STEP 1, 0
フーチング最大 沈下量 (mm)	左端 右端	1.7 1.2	1.7 0.8
トンネル天端最大 沈下量 (mm)	先行 後続	2.1 2.2	2.1 4.8
最大せん断ひずみ (%) : トンネル脚部で発生	STEP 6 STEP 8	0.16 0.28	0.11
安全率	先行トンネル脚部 後続トンネル脚部	1.41 1.15	

那覇市伝統工芸館地表面高大傾斜角 : 0.084×10^{-3} rad : STEP10
那覇赤嶺住宅地表面高大傾斜角 : 0.014×10^{-3} rad : STEP3

表7 解析結果（近接区間I, モノレール橋脚番号P59）

解析ステップ		ケース2 (補助工なし)		ケース3 (補助工あり)	
		STEP 6	STEP 1, 0	STEP 6	STEP 1, 0
フーチング最大 沈下量 (mm)	左端 右端	0.3 0.7	3.4 6.1	0.2 0.5	3.0 5.3
トンネル天端最大 沈下量 (mm)	先行 後続	7.5 5.6	3.8 11.1	6.0 7.4	7.9 9.0
最大せん断ひずみ (%) : トンネル脚部で発生	STEP 4 STEP 8	0.32 0.38	0.29 0.38	0.32 0.38	0.28
安全率	先行トンネル脚部 後続堤防境界	0.68 0.75	1.01 0.93		

5. 今後の検討課題

5-1 地質調査結果について

- B9-2 ボーリング孔の地下水位の急激な低下について、施工時に再確認する必要がある。
- 今回、推定された断層について、施工前に確認する必要がある。
- 砂岩層の被圧地下水の排水については、施工前の早い時期に揚水試験を実施する必要がある。

5-2 今回提案工法の問題点

今回提案した工法は、従来の上半先進工法であり、パイブルーフ工法、長尺鋼管先受け工法等の補助工法を併用する案としており、下記の問題点があげられる。

- 本トンネルの地質は泥岩が主体であり、また小禄砂岩層からの湧水の可能性もあり、スレーキングにより、支保工脚部またはセンターピラー脚部の沈下が懸念される（FEM解析結果では、掘削時において支保工脚部に破壊領域が生じている）。
- 上半先進ショートベンチカット工法における段階施工による地山の緩みを少なくし、断面の早期閉合を図り、地表面への影響を極力低減する必要がある。
- 他の地表への影響を極力抑える施工法として、早期閉合が可能な全段面掘削工法についても検討する必要がある。

参考文献

- (1) モノレール（小禄地区）予備設計報告書：沖縄総合事務局南部国道事務所、1995
- (2) 小禄道路（赤嶺地区）近接施工検討報告書：沖縄総合事務局南部国道事務所、1996

5 締固めた島尻層泥岩土の強度特性に関する基礎的研究

琉球大学工学部生 ○當山 忍
 琉球大学工学部 原 久夫
 琉球大学工学部 上原 方成
 (株)清光研究所 吉沢 光三

1. はじめに

島尻層泥岩は一般に地山状態では硬く強固であり、構造物の良好な支持層として取り扱われている。しかし、この島尻層泥岩は掘削攪乱すると強度の激減をきたすなどの欠点があり、建設材料としての利用可否が問題となる場合が多い。そのためこれまでに島尻層泥岩を使った地盤の安定処理について多くの研究がなされてきた^{1), 2)}。本研究は島尻層泥岩を締固める際に土壤安定剤を用い、その効果と強度特性について調べるものである。今回は、改めて島尻層泥岩の基礎的な締固め特性を知るために、島尻層泥岩を碎いた土を締固め、まず基本的な一軸圧縮試験を行った。その結果得られた締固め時の含水比と強度の関係について述べる。

2. 試料および実験

試料は本島南部より採取した島尻層泥岩を人為的に碎き、19.1 mmふるいを通過したものを使用した。試料の物理的性質を表-1に示す。

締固め試験は、突固めによる土の締固め試験方法(JIS A 1210)のA-b法に従って行い、そのまま一軸圧縮試験の供試体として使用した。

供試体作成後すぐに圧縮ひずみ速度1%/minで一軸圧縮試験を行った。

3. 実験結果および考察

今回得られた締固め曲線を図-1に示す。最適含水比は23.0(%)、最大乾燥密度は1.514(g/cm³)である。この結果は既報³⁾と比べてもあまり違いはなく標準的な値であると思われる。図-2はそれぞれの供試体の一軸圧縮試験における圧縮応力の最大値(一軸圧縮強さ)をプロットしたものである。一軸圧縮強さは最適含水比よりも乾燥側のほうが大きくあらわれる傾向が見られる。しかし、この含水比の範囲では圧縮強度は大きくなってしまっても、乾燥密度は低くなっている。このため間隙が大きく、また飽和度も低いため水浸などにより著しく強度を低下させるおそれがある。このような場合、結果として最適含水比付近で最も大きく強度があらわれることが多いと言われている⁴⁾。

図-3は各供試体の一軸圧縮試験における応力とひずみの関係を示したものである。細い線で示したものは、最適含水比よりも乾燥側での供試体で、これらは破壊ひずみが2%前後にあらわれているように見える。太い線で示したものは最適含水比を含むそれより湿潤側での供試体で、これらは強度の低下とともに一定の割合で破壊ひずみが大きくなっていくように見える。つまり、前者は比較的強度は大きいもののわずかなひずみで短時間のうちに破壊に至るという特性を持つ。一方、後者は強度は低くなっていくものの、大きく変形しても破壊しにくいという特性を持っている。

特に最適含水比付近では圧縮強度300kPa程度の比較的高い強度を示し、また施工後の強度低下の危

表-1 試料の物理的性質

土粒子の密度	2.74(g/cm ³)
液性限界	58.3(%)
塑性限界	29.6(%)
砂分	6.9(%)
シルト分	87.1(%)
粘土分	6.0(%)

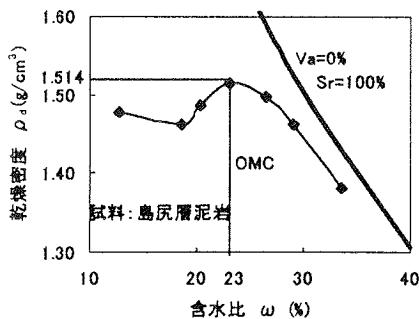


図-1 締固め曲線

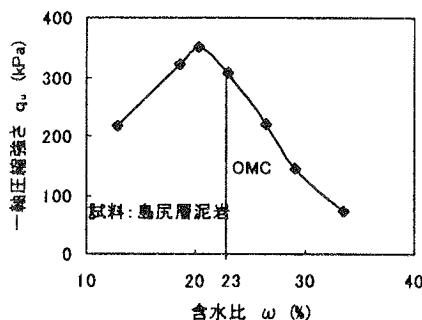


図-2 含水比~一軸圧縮強さ曲線

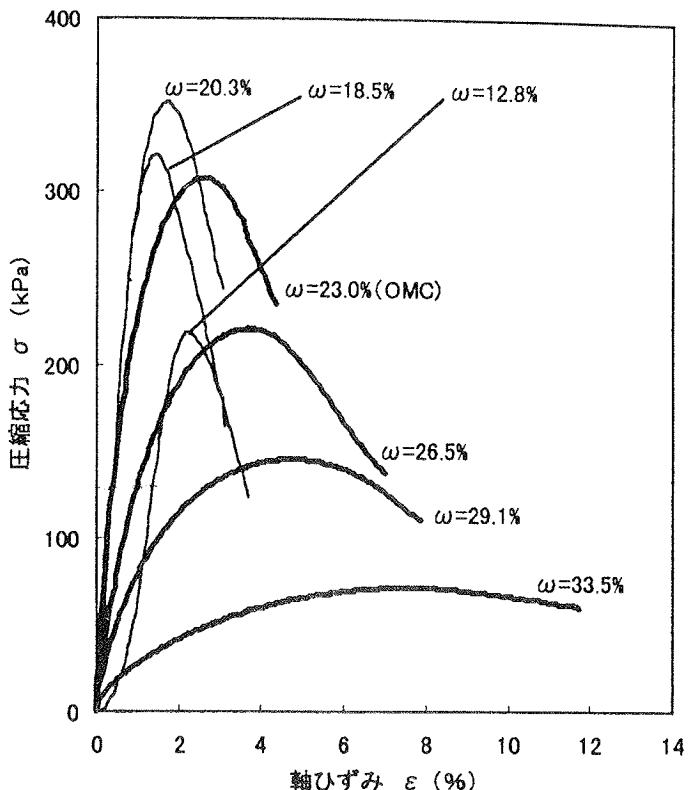


図-3 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線

陥性は少ない。以上の結果より、最適含水比よりも湿润側で締固めたほうが

比較的高い圧縮強度を持つとともに破壊しにくい特性を持つことができ、また水浸による強度低下も少ないため施工の際には望ましいといえる。

ただし、含水比が高くなりすぎると、極度の密度低下と圧縮強度の低下をまねくため不都合である。

4. おわりに

室内締固め試験を基準にした場合の施工含水比は一般に最適含水比から湿润側を指定するほうが望ましいとされているが⁵⁾、今回の実験結果もそれと同様の結果が得られた。

今後は、はじめに書いたとおり土壌安定剤を用いてどのように改善されるか、今回の結果をふまえて研究を進めたいと思う。

参考文献

- 上原方成：路盤の安定処理に関する基礎的研究(I)－ソイルセメント工法－，琉球大学理工学部紀要工学編第1号, pp. 25~39, 1968
- 上原方成：路盤の安定処理に関する基礎的研究(III)－島尻層泥岩土－，琉球大学理工学部紀要工学編第4号, pp. 63~88, 1971
- 上原方成：土の締固めに関する研究(第一報)，琉球大学理工学部紀要工学編第8号, pp. 47~64, 1976
- 土質工学会：土の締固めと管理 第一章，土質工学会編
- 土質工学会：土の試験実習書 第15章，土質工学会編

6 海上サンドコンパクションパイルの打設に伴う盛上がりと原地盤の形状について

不動建設株式会社 中角 功 庭山和夫
吳屋祐次 ○鈴木亮彦

1.はじめに

海上の地盤改良工事において、粘性土地盤にサンドコンパクションパイル(以下SCPと略す)を施工する際には、大量の砂を圧入することにより海底地盤に盛上り(隆起)が発生する。そのため、水深の浅い現場で作業船の喫水が確保できなくなる問題や、施工後の浚渫土量の予測に対処するために、盛上りの形状および高さについては種々の予測手法が発表されている^{1,2)}。

沖縄県内でもこれまでに、事前に盛上りを予測し施工後の実測値と比較が行われているが、その結果従来の予測手法ではほぼ盛上り挙動を説明できることが確認されている³⁾。これらを踏まえ本文は、最近行われた2現場の工事事例をもとに改めて予測値と実測値の比較を行い、海底原地盤の起伏形状と盛上りについて考察を行うものである。

2. 盛上り予測式

盛上り量を表すパラメータとして、下記の盛上り率 μ がよく用いられている。

$$\mu = V_H / V_S \cdots (1)$$

ここに、 V_H : 盛上り土量、 V_S : 投入砂量

この盛上り率においては、過去の全国の実績(41例)から以下の予測式がすでに提案されている²⁾。

$$\hat{\mu} = 2.803(1/L) + 0.356a_s + 0.112 \cdots (2)$$

ここに、 L : SCP杭長、 a_s : 置換率

図-1は、予測式の提案に用いられた盛上り率の実測値と推定値の比較に、沖縄での事例を加えたものであり、既往の研究³⁾で発表されたものである。これにより、(2)式による予測値が沖縄の実績によく整合していることが確認されている。

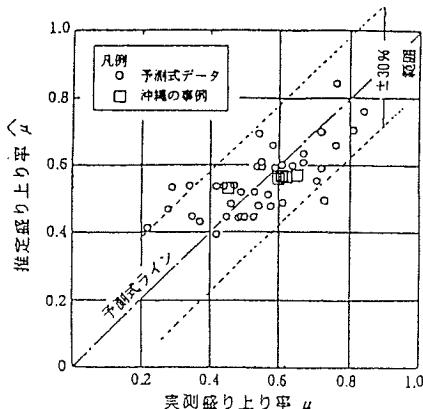


図-1: 実測と予測(推定)盛上り率

3. 最近の施工事例における盛上り測定結果

沖縄県内の最近の事例として、中城湾で行われた2件の地盤改良工事で盛上りの予測と、改良後の実測値

との比較を行った。

図-2は各工区の断面図である。いずれもSCP工法が $a_s=80\%$ の置換率で施工されているが、A工区の海底原地盤が比較的起伏が少ないのに対して、B工区では施工前に浚渫を行っており改良エリアに対して周辺地盤が高く、すり鉢形状となっていることが分かる。

福手らは、打設順序等の施工条件を考慮した盛上り形状の予測手法²⁾を提案しており、図-3はその手法に基づいて求めた、当該地区における盛上り後の地盤高さの予測センター図である。

また、図-4は施工後に実際に測量を行った結果との断面での比較であるが、A工区に対して、B工区では実測値が予測値を上回る結果となっている。

表-1はSCP施工による盛上り土量の、予測値と実測値の比較であり、A工区では精度のよい予測値であったが、B工区に関しては実測値が予測値を大きく上回った。

以上のような結果となった要因として、両工区における原地盤形状の違いが挙げられる。A工区では比較的起伏が少なかったのに対して、B工区では打設エリアが周辺地盤より低く、すり鉢状となっていた。これにより、B工区では打設により隆起した地盤が波浪等によって漂流することが少なく、また周辺地盤からの土砂が流入し堆積しやすい地盤条件であったと考えられる。

今回の検討で用いた盛上りの予測式(2)は、過去の施工実績を踏まえた経験式であるため、B工区のような地盤条件によっては、予測値が実測値と乖離する可能性があり、適用の際にはこの点について考慮する必要があると思われる。

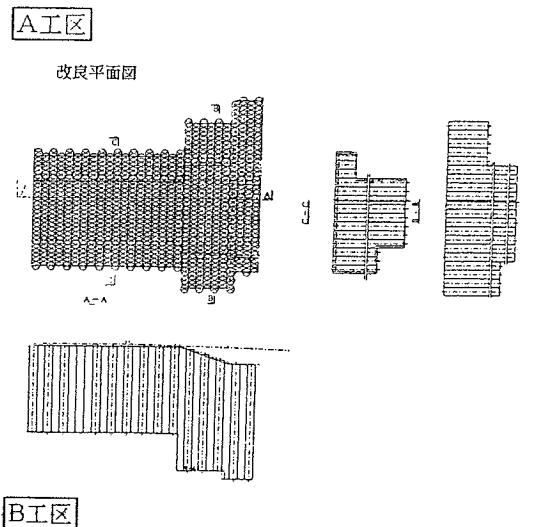


図-2 改良仕様

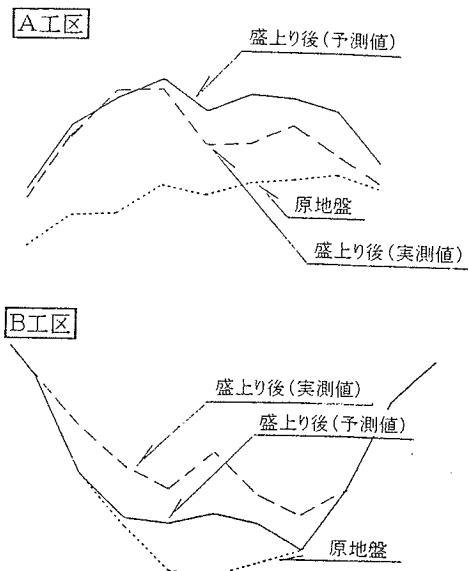


図-4: 実測値と予測値の断面での比較

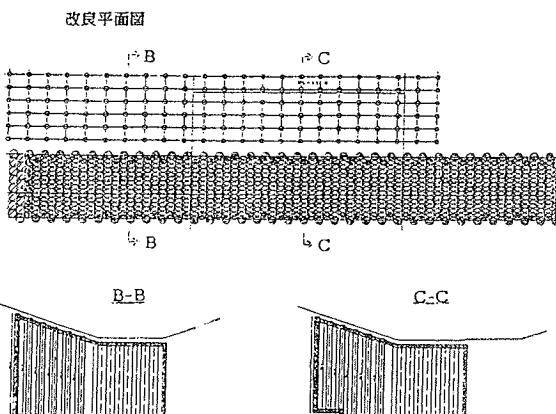


図-3: 盛上り予測コンター図

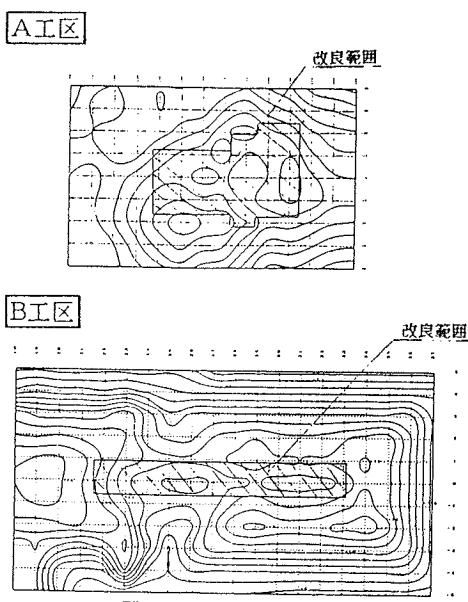


図-1: 盛上り予測コンター図

表-1: 盛上り土量の比較

	盛上り土量	
	予測値	実測値
A工区	17,700m ³	17,300m ³
B工区	17,400m ³	27,600m ³

4.まとめ

沖縄の港湾でのSCP改良工事によって生ずる海底地盤の盛上りについて実測と予測値の比較を行った。その結果、海底原地盤に起伏が少ない現場での施工では、従来の予測手法の整合が改めて確認できた。しかし、海底地盤の形状によっては予測値を上回る盛上り土量となり、地盤条件の影響が盛上り土量に関係している可能性が示唆された。

今後は、さらにSCP施工後の盛上り実績を検証し、地盤条件を含めて盛上りに影響する要因の考察を行う所存である。

[参考文献]

- 1) 塩見・河本:SCP打設に伴う盛り上り土の予測, 第 21 回土質工学会研究発表会, 昭和 61 年 6 月
- 2) 福手ほか: サンドコンパクションパイプの大規模な打設に伴う海底隆起地盤の形状予測, 第 33 回土質工学シンポジウム, 1988
- 3) 酒井ほか: 沖縄におけるサンドコンパクションパイプ打設に伴う海底隆起地盤形状, 第 6 回沖縄土質工学研究発表会, 1993.11

7 再圧縮法によって求めたバンコク粘土の三軸せん断特性について

運輸省港湾技術研究所	土田 孝
運輸省港湾技術研究所	田中 洋行
(株)清光研究所	岩永 貴美
ダイヤコンサルタント	小泉 和広

1. はじめに

粘性土地盤の強度変形特性の評価には通常一軸圧縮試験から求められる強度 q_u や変形係数 E_{so} が用いられているが、この方法には以下のような問題がある^{1), 2)}。

- ・一軸圧縮試験の結果がサンプリングによる試料の乱れの影響を大きく受けるため、一般にばらつきが大きい。
- ・砂分の多い粘性土や珊瑚混じり土など中間土地盤の場合には、拘束圧除去の影響が大きいため、本来の強度を著しく過小評価する。
- ・大きな深度から採取した試料では、サンプリングの過程で試料内に亀裂が発生しやすいため、一軸圧縮試験は過小評価になりやすい。

サンプリング時の乱れの影響を除去して信頼性の高い強度変形特性を求める試験法としては、原位置での試料の有効応力で試料をいったん圧密してから試験する再圧縮（recompression）法がある^{1), 2)}。筆者らは、三軸試験によって試料を原位置の有効応力で K_0 圧密した後にせん断試験を行うことによって採取時の乱れの影響を除去し、ばらつきが小さく信頼性の高い強度変形特性の評価ができるなどを報告してきた^{1), 2)}。図-1は関西国際空港二期事業建設地域における洪積粘土地盤の一軸圧縮強度と深度の関係であるが、最大深度 400 mから採取した試料の q_u は非常に大きなばらつきを示している。一方、三軸試験により再圧縮を行った後の非排水圧縮強度と伸張強度が図-2である。図のように強度は深度とともにほぼ直線的に増加し変動もわずかで、非常に信頼性の高い結果が得られている。現状では再圧縮法の適用は研究レベルにとどまっており、実務に普及しているとはいえないが、今後さまざまな土について適用事例が積み重ねられるならば、精度の高い試験法として定着していくと筆者らは考えている。

本報告は、バンコク粘土について三軸試験により再圧縮後の強度変形特性を調べ、わが国の代表的な沖積粘土試料との比較を行ったものである。いうまでもなくタイ国の首都バンコクはチャオブ

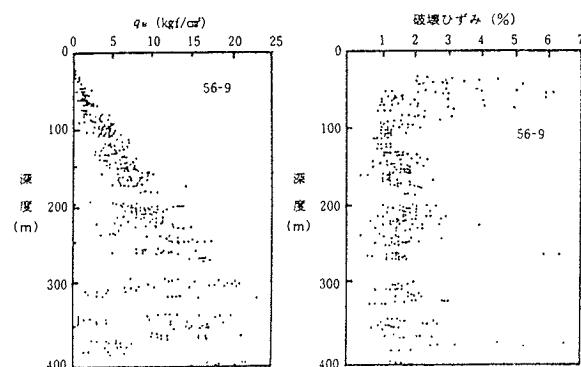


図-1 一軸圧縮強度（関西国際空港二期地区）

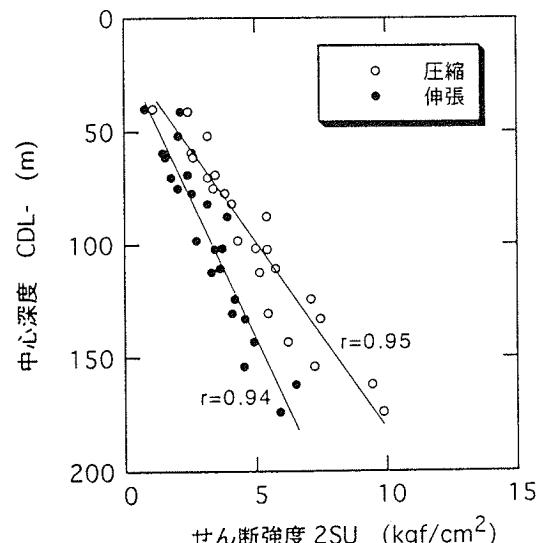


図-2 再圧縮法の強度（関西国際空港二期地区）

ラヤ河のデルタに位置する大都市であるが、その地盤は厚さ約20～30mの沖積粘土地盤により形成され、東南アジア地域における代表的な軟弱地盤であるといえる。不攪乱試料の採取は日本地盤工学会（JGS）に規定されている方法と機材により実施し、採取後サンプラーを国内に持ち帰って三軸試験を実施した。

2. 試料と試験方法

試料の含水比とコンシスティンシー特性、粒度組成を図-3に示した。図のように、試料は砂分をほとんど含まない高塑性粘土であり、塑性指数は深度10m以浅で40～60、それ以深では70前後となっている。

三軸試験に用いた供試体の寸法は直径35mm、高さ80mmである。両端面の摩擦を除去し、圧密による排水は側面に巻いたドレンペーパーを通じて行っている。供試体をセッティングした後に供試体の内部に背圧2.0kgf/cm²を負荷し、試料の原位置での有効土被り圧 σ'_v の1/6を初期等方圧密圧力を加えて30分間の予備圧密を実施した。予備圧密終了後、1440分かけて最終の軸方向圧密圧力、横方向圧密圧力がそれぞれ原位置の有効土被り圧 σ'_v および0.5 σ'_v に達するように一定の速度で圧密圧力を増加させ、最終圧密圧力に到達した後にさらに30分間圧密させてから非排水条件でせん断を行った。せん断速度は0.1%/分を基本としたが、せん断速度の影響を調べるために0.01%/分での試験も実施している。

3. 試験結果

試料の応力-ひずみ、間隙水圧関係を図-4に示した。図のように軸差応力は圧縮時に軸ひずみ1.0～2.5%でピークに達し、その後徐々に低下して残留状態に至る。伸張の場合をみると、深度8m付近の試料では3.5～5.0%で軸差応力最大となるが、その他の深度では変形とともに徐々に軸差応力が増大する傾向がある。これらの応力ひずみ関係はわが国の沖積粘土地盤とほぼ同様である。しかし、間隙水圧特性をみると、わが国の粘土ではせん断初期には非常にわずかな間隙水圧しか発生しないのに比べ、せん断の初期における間隙水圧発生量が多いことが注目される。このことはせん断中の有効応力経路に影響するので、今後、さらに検討する。

図-5は強度異方性をみるために伸張強度の圧縮強度に対する比を、試料の塑性指数 I_p に対してプロットしたものである。図のように今回用いたバンコク粘土の伸張強度は圧縮強度の80～90%であり、強度異方性は非常に小さいことがわかった。同様の塑性指数を示すわが国の海成粘土の場合両者の比は0.65～0.75の範囲にあり、明らかに違いがみられる。

図-6はせん断速度0.01%/分と0.1%/分における

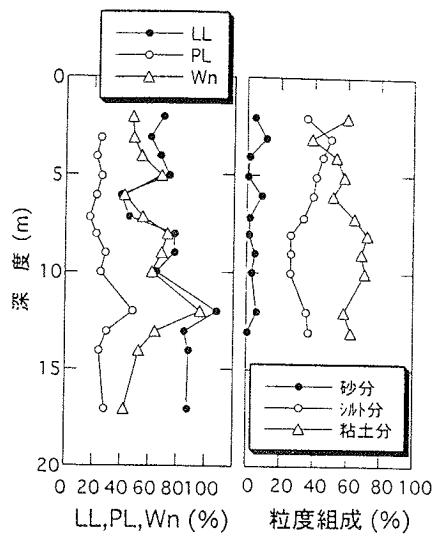


図-3 コンシスティンシー特性と粒度組成

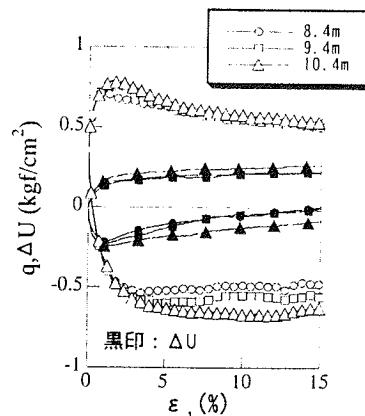


図-4 応力ひずみ曲線

るせん断強度の比較である。図のように、せん断速度が10倍異なることにより強度は圧縮で1%、伸張では10%の差が生じている。わが国の海成粘土ではこのせん断速度効果が6~9%程度であり、ほぼ同様のせん断速度効果がみられるといえる。

図-7は求められた強度を深度ごとにプロットし、一軸圧縮強度と比較して示している。一軸圧縮強度は乱れの影響を受けるが1.0%/分の急速せん断によって求められているので、JGSの基準にしたがって採取したわが国の粘土試料の場合、

$$\begin{aligned} & (\text{再圧縮で求められた圧縮強度}) > (q_u/2 \text{ の平均}) \\ & > (\text{再圧縮で求めた伸張強度}) \end{aligned}$$

という関係になる場合が多い。したがって、強度異方性を考慮して圧縮強度と伸張強度の平均をとると、その値は現行の方法である $q_u/2$ の平均とほぼ一致し、このことが現行の一軸圧縮試験によるせん断強度決定法の妥当性の根拠の一つとなっている¹⁾。しかし、図のようにバンコク粘土の場合には、一軸圧縮強度は伸張強度よりも小さく圧縮強度と伸張強度の平均に対して $q_u/2$ は約23%となっている。すなわち、バンコク粘土では $q_u/2$ による非排水せん断強度の評価は過小評価となっている可能性がある。

図-8は三軸試験と一軸圧縮試験より求めた変形係数 E_{50} の比較である。図のように、再圧縮法で求めた変形係数は一軸圧縮試験の値よりも大きく、圧縮、伸張のせん断モードによる違いもあまり見られない。非排水せん断強度 s_u と E_{50} の関係をまとめると、次式のようになる。

$$E_{50} = (87.9 \sim 208) s_u \quad (\text{バンコク})$$

なお、大阪湾洪積粘土に関する結果が得られており、 s_u と E_{50} の関係は

$$E_{50} = (360 \sim 420) s_u \quad (\text{大阪湾洪積粘土})$$

であった²⁾。

図-9はバンコク粘土のせん断中の有効応力経路の一例であり、同一の粘土試料についてせん断速度0.1%/分の場合と0.01%/分の場合を示している。図で特徴的なのは、せん断初期の間隙水圧（圧縮時は正、伸張時は負）の発生量が大きいため、せん断初期の平均有効応力がほぼ一定となっていることである。

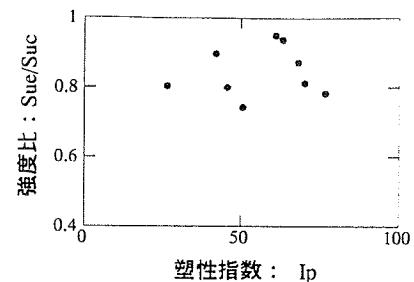


図-5 強度比と塑性指数

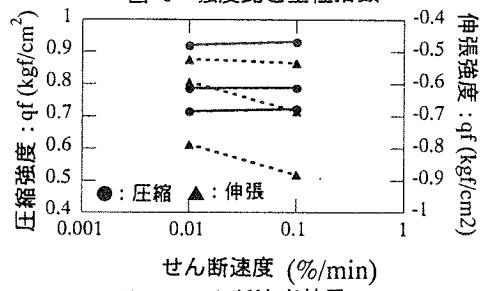


図-6 せん断速度効果

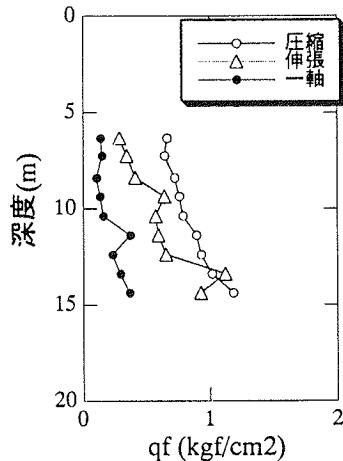


図-7 深度と強度の関係

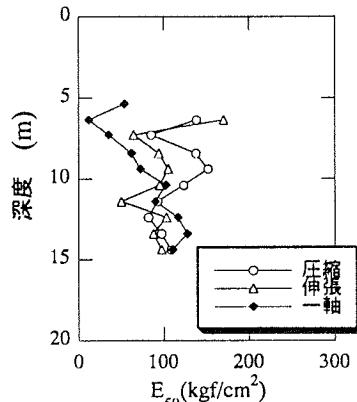


図-8 深度と変形係数の関係

このような有効応力径路はせん断の初期に土が弾性挙動をしていることを意味するが、わが国の多くの海成粘土ではせん断初期の間隙水圧の変化があまり見られず、大きな違いといえる。また、間隙水圧の発生量はせん断速度がちいさいほど大きい。

非排水せん断中の有効応力径路は、粘土の弾塑性モデルにおける降伏曲面と密接な関連がある。図-10は、軟弱な粘土地盤の解析においてもっとも多く用いられる弾塑性モデルであるカム-クレイモデルと関口太田モデルの降伏曲面の形状である。カム-クレイモデルが等方的な降伏曲面であるのに対して関口太田モデルではK₀圧密により降伏曲面の軸がK₀ラインになるように傾いた形状となっている。わが国の多くの自然粘土地盤では、堆積時の圧密条件を反映して関口太田モデルに近い降伏曲面を示すが、図-9に示すバンコク粘土の有効応力径路は、むしろカム-クレイモデルに近い。このような相違がどのような原因によるのかは今後の検討が必要であるが、非常に興味深い結果であると考えられる。

4. 結 論

三軸試験を用いて再圧縮法によりバンコク粘土の強度変形特性を調べた結果、わが国の粘土と比べ以下のような違いがわかった。

- 1) バンコク粘土は圧縮強度と伸張強度の差があまりみられず、強度異方性が小さい。
- 2) せん断の初期における間隙水圧の発生（圧縮で正、伸張で負）が、わが国の自然粘土に比べ顕著であり、せん断中の有効応力径路は、粘土の弾塑性モデルであるカム-クレイモデルの降伏曲面に類似しており、関口太田モデルに近いわが国の粘土と大きく異なっている。

参考文献

- 1) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688,1990.
- 2) 土田孝，水上純一，及川研，森好生：一軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究報告，Vol.28, No.3, pp.81-145,1989.
- 3) Berre, T. and Bjerrum, L.: Shear strength of normally consolidated clays, Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.39-49,1973.
- 4) Hanzawa, H. : Undrained strength characteristics of alluvial marine clays and their application to short term stability problems, Thesis of Dr. Eng. University of Tokyo,1982.
- 5) 渡部要一・土田孝・足立格一郎:大阪湾洪積粘土の三軸せん断特性と大型護岸構造物の安定性,港湾技術研究所報告, 第38巻第2号,1998.

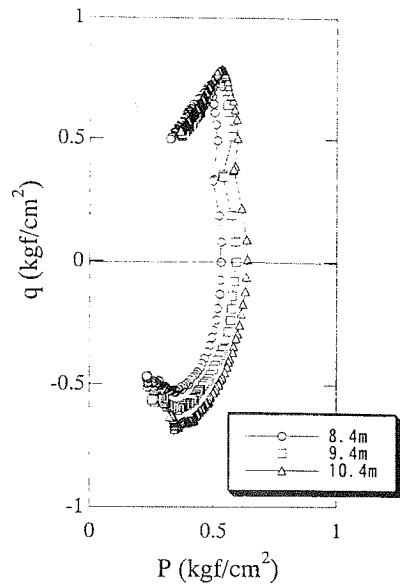
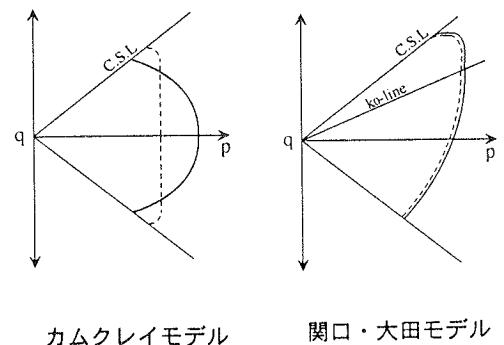


図-9 有効応力径路



カムクレイモデル

関口・大田モデル

図-10 カム-クレイモデルと関口太田モデルの降伏曲面

8 3要素Voigtモデルによる粘土の粘弾性係数について

琉球大学工学部学生 ○村吉 政人

琉球大学大学院生 謝 建明

琉球大学 原 久夫

琉球大学 上原 方成

1 まえがき

飽和粘土の変形は時間依存挙動を示す。このような時間依存挙動を説明する力学モデルは、粘弾性モデルとよばれ、バネと粘性挙動を受け持つダッシュポットの2種類の構成要素を現象にあらわすように適当に組み合わせて作られている。本実験ではそのモデルの中でも代表的な一般化Voigtモデルを飽和粘土の時間依存挙動に適用し、乱さない粘土の線形漸増載荷試験の結果から、粘土の粘弾性係数を求め、その特性を調べる。

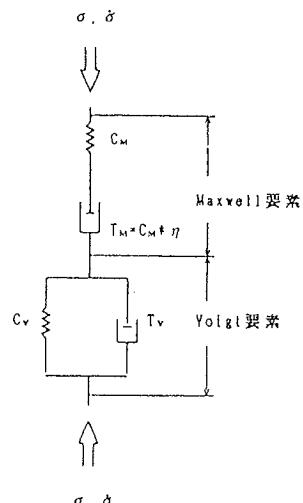
2 3要素 Voigt モデルの適用

4要素一般化Voigtモデルは右図に示すように Maxwell要素と Voigt要素を直列に結合したモデルで、応力入力に対するひずみ応答計算に有利なモデルである。図での4要素については、

 C_M : Maxwell要素のコンプライアンス T_M : Maxwell要素の緩和時間 C_V : Voigt要素のコンプライアンス T_V : Voigt要素の遅延時間

緩和時間と遅延時間は、それぞれのダッシュポットの粘性係数とコンプライアンスとの積である。

今回は、Maxwell要素の緩和時間 $T_M \rightarrow \infty$ (粘性係数 $\eta \rightarrow \infty$) とすることによって、ダッシュポットが剛体として挙動するため要素数が一つ減ることになる。このようにしてできるモデルを3要素Voigtモデルと呼ぶ。

3 粘弾性定数の決定方法²⁾

3要素Voigtモデルの線形漸増載荷によるひずみ応答は次のようにして得られる。

3要素Voigtモデルの支配方程式をラプラス変換してその微分方程式を解き、Maxwell要素の緩和時間 $T_M \rightarrow \infty$ (粘性係数 $\eta \rightarrow \infty$) とすることによって、式(1)が得られる。

$$\varepsilon(t) = (C_M + C_V) \sigma - \sigma_{\infty} C_V \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_V}\right) \right] \quad (1)$$

ただし

$$\sigma = \dot{\sigma} t \quad (\dot{\sigma}: \text{載荷速度}), \quad \sigma_{\infty} = T_V \dot{\sigma}$$

式(1)において、 C_V 、 C_M 、 T_V の3個の未知材料定数は、観測点を3つ選ぶことによって得ることができる。このとき、3つの観測点の選び方は、 $t_2 = 2t_1$ 、 $t_3 = 3t_1$ となるような時間を取り、そのときのひずみを用い、3個の未知材料定数を求めるための式(2)、(3)、(4)が得られる。

t_1 は、過圧密状態の粘土に線形漸増載荷を行った直後からの時間であり、 t_2, t_3 を上に述べたように定義し t_2, t_3 が観測時間を超えないように t_1 を選ばなければならない。

$$T_v = \frac{-t_1}{\log(E(t_1))} \quad (2)$$

$$C_v = \frac{\varepsilon_2 - 2\varepsilon_1}{2F_1 - F_2} \frac{1}{\sigma_{TV}} \quad (3)$$

$$C_M = \frac{\varepsilon_1 + \sigma_{TV} C_v F_1}{\sigma_1} - C_v \quad (4)$$

ただし

$$\sigma = \dot{\sigma} t_1, \quad F_1 = 1 - E(t_1), \quad E(t_1) = \exp(-t_1/T_v)$$

$$F_2 = 1 - E(t_2), \quad E(t_2) = \exp(-t_2/T_v)$$

4 実験方法と結果

今回の実験では、乱さない有明粘土を用いて行った。試料の基本的性質として乱さない粘土の有明粘土を表-2に示す。

表-2 有明粘土の物理的性質³⁾

湿潤密度(g/cm ³)	1.468	含水比(%)	90.7
乾燥密度(g/cm ³)	0.7746	粘土(%)	6
液性限界(%)	71.5	シルト(%)	92
塑性限界(%)	35.38	砂(%)	2
塑性指数(%)	36.12		

練り返し再圧密した島尻粘土の実験については、原²⁾の実験結果を参考とした。試料の排水三軸圧縮試験において、粘土の過圧密状態は次のようにして得る。最初に、線形漸増載荷方式で $q=144.83\text{kpa}$ まで排水せん断し、その応力を保って4時間程度放置する(クリープ試験)。次に側圧一定で等方応力状態まで除荷し、再び4時間程度放置する。この除荷によって粘土は過圧密状態となり、鉛直応力 σ_z で定義される過圧密比は $OCR=3.95$ となる。

今回の実験では、この過圧密状態を粘弾性定数決定のための基準状態とし、過圧密粘土に対して線形漸増載荷を行う。線形漸増載荷を行う際の載荷速度は、乱さない有明粘土が $\dot{p}=0.0298\text{kpa/min}$, $\dot{q}=0.0266\text{kpa/min}$ で行い、この載荷速度は間隙水圧がほとんど発生しない速度になっている。

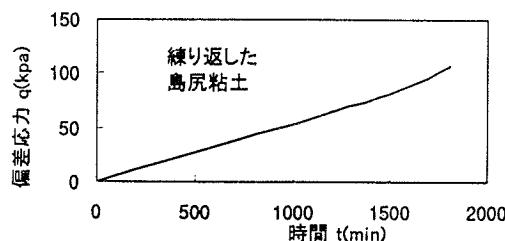


図-1(A1) 時間一偏差応力関係

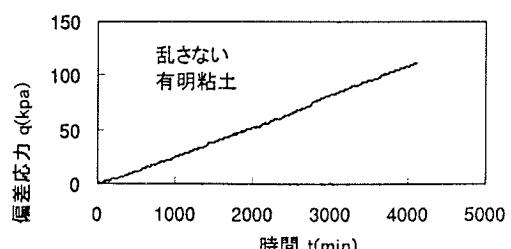


図-1(B1) 時間一偏差応力関係

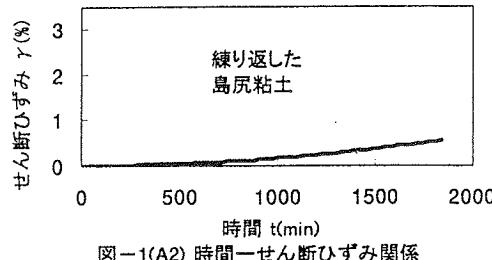


図-1(A2) 時間一せん断ひずみ関係

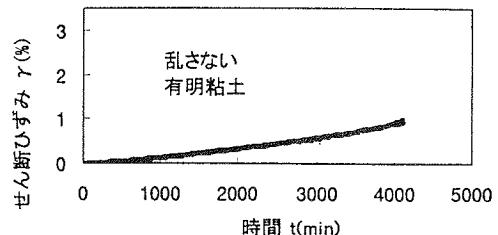


図-1(B2) 時間一せん断ひずみ関係

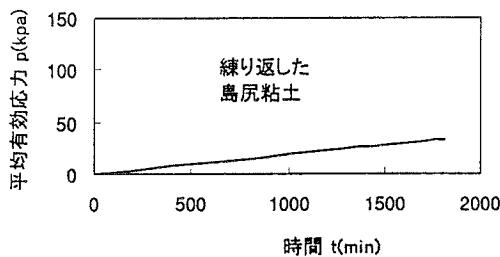


図-2(A1) 時間一平均有効応力関

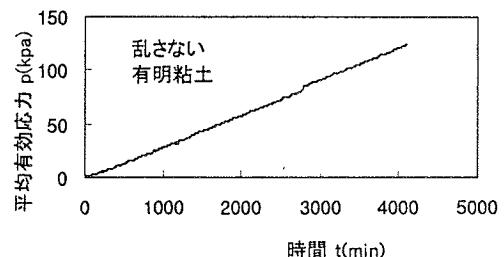


図-2(B1) 時間一平均有効応力関

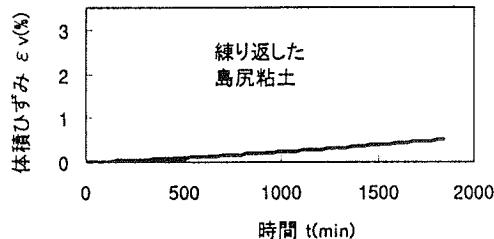


図-2(A2) 時間一体積ひずみ関係

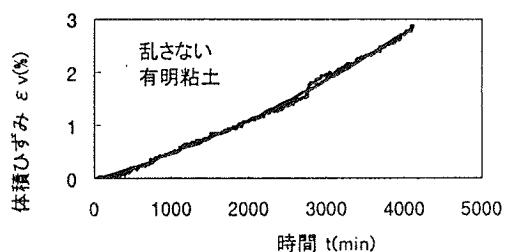


図-2(B2) 時間一体積ひずみ

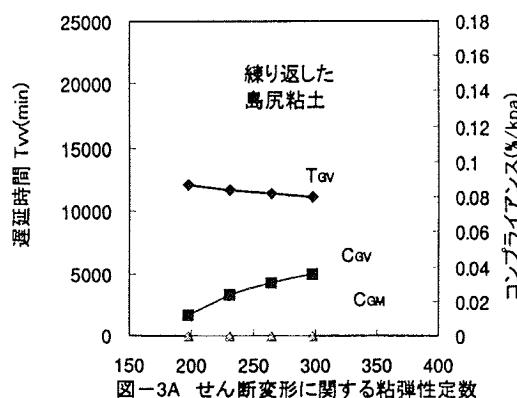


図-3A せん断変形に関する粘弾性定数

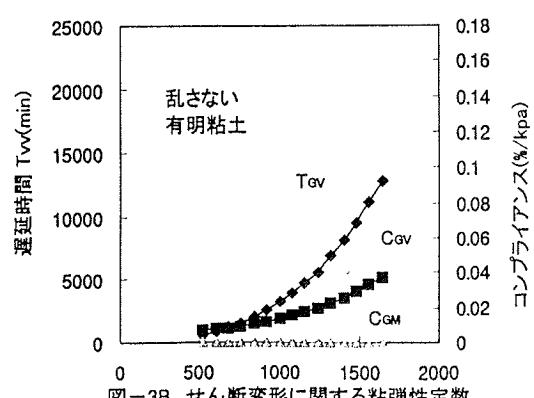


図-3B せん断変形に関する粘弾性定数

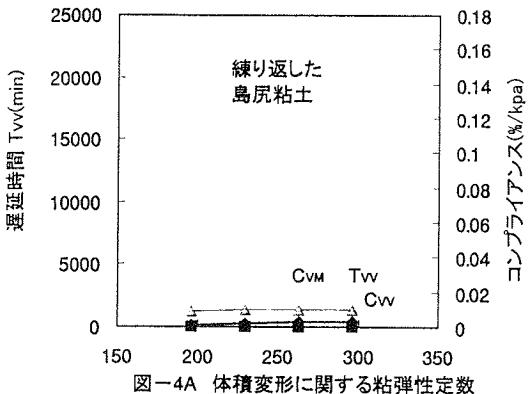


図-4A 体積変形に関する粘弾性定数

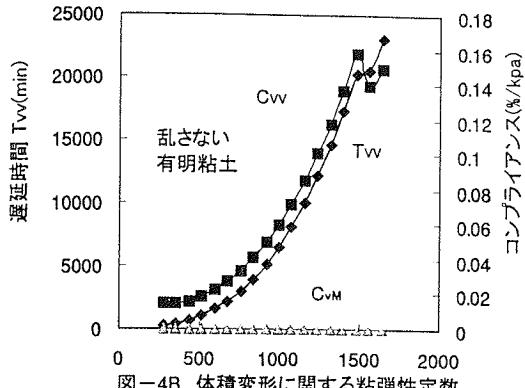


図-4B 体積変形に関する粘弾性定数

図-1(A1), 図-1(A2), 図-2(A1), 図-2(A2), 図-3A, 図-4A は, 参考文献 2)の実験結果であり, 単位 (kgf/cm^2) を (kPa) に修正したものである. 図-1(B1), 図-1(B2), 図-2(B1), 図-2(B2), 図-3B, 図-4B は, 亂さない有明粘土の実験結果である.

5 考察

今回行った線形漸増載荷試験での乱さない有明粘土と, 練り返し再圧密した島尻粘土の実験結果から得られた粘弾性定数を比較してみる.

- せん断変形に関する遅延時間 T_{GV} は練り返した島尻粘土では 13000 (min) のあたりでほぼ一定の値だが, 亂さない有明粘土では, 曲線を描きながら微少な値から 15000 (min) あたりまで増加している(図-3A, B 参照). これは, 今回用いた 3 要素 Voigt モデルにおいて練り返した島尻粘土は, 応力の増加があつてもせん断変形の遅れが変化しないことを示し, それに対し乱さない有明粘土は, 応力の増加に伴いせん断変形が遅くなることを示している.
- 体積変形に関する遅延時間 T_{VV} については, せん断変形のときとほぼ同様なことが言える(図-4A, B 参照).
- せん断変形での 2 つの要素のコンプライアンス C_{GV}, C_{GM} は, 2 つの粘土ともほぼ同様の挙動を示しているが, 体積変形での Voigt 要素のコンプライアンス C_{VV} は, 亂さない有明粘土の方が大きい値を示した. これは体積変形において乱さない有明粘土の方が, 応力の増加に伴って変化し易い粘土になっていることを示している.
- 今回の実験では, 練り返した粘土と乱さない粘土の種類が異なったり, 載荷速度, t_1 の取り方も異なっていたので, 同一の試料についての正確な比較ができなかった. 今後はその点を明らかにするための実験を行い, 3 要素 Voigt モデルを使っての色々な試料の粘弾性定数の比較をする予定である.

参考文献

- 足立 紀尚, 龍岡 文夫 :新体系土木工学 18 土の力学(III), 技報堂
- 原 久夫 :一般化 Voigt モデルの粘弾性定数の決定方法とその適用, 第 6 回沖縄土質工学研究発表会, pp.65~68 , 1993
- 赤嶺 伴子, 原 久夫, 上原 方成, 謝 建明 :乱さない粘土の K_0 圧密・膨潤特性の比較, 平成 9 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集(其の 1), pp.484~485, 1998

9 地盤工学的有効利用からみた焼却灰のせん断特性

琉球大学農学部 新城俊也
 //瀬戸内秀規
 同学部学生 ○川中秀和

1. はじめに

焼却施設から排出される焼却灰(焼却残渣)は主に一般廃棄物として埋立処分されている。しかし、このような処分地は一般の造成地などとは異なり、廃棄物によって造成された特殊な地盤であり、環境管理上、また機能的にきわめて不安定である。また、昨今の社会的制約の影響で最終処分地の確保は困難になってきており、その効率的な跡地利用および焼却灰の有効利用の確立は重要な課題である。本研究は最終処分跡地の効率的利用の観点から、焼却灰の地盤工学的特性を明らかにすることを目的として、焼却灰のせん断特性について検討したものである。

2. 焼却灰について

表1は、沖縄本島内の3市(A,B,C)のごみ焼却施設から排出された焼却残渣の組成を示したものである。いずれの焼却残渣も焼却灰を70~80%含むことに加えて、金属類も8~14%含まれている。ガラス・陶器類は地盤材料として利用可能であるが、金属類は地盤内で腐蝕や化学変化を起こす可能性があるので、処分材料から除去する必要性がある。

図1は、上記の焼却残渣について粒径5mm以上の金属類および紙・布類を取り除いた試料をふるい分けしその粒度分布を示したものである。最大粒径は50mm程度であり、60~70%が5mm以下で占められている。また、75μm以下の細粒分も10~20%含まれている。

3. 実験方法

3.1. 試料

試料は上記A市から排出された焼却灰(残渣)の、2mmあるいは通過分を用いた。しかし、この状態では試料中に重金属などの溶出物質が含まれるため、試料からの溶出水はその密度が粒子密度等の物理諸量の測定に影響を及ぼし¹⁾、また試験装置の腐蝕の原因になることから、ここでは、溶出水の密度がほぼ1になるまで繰り返し洗浄を行った試料を用いている。このような処理を行った後の試料の粒子密度は $\rho_s=2.739$ である。

3.2. 試験方法

試験は三軸圧縮試験機により等方圧密排水試験と圧密排水三軸せん断試験(CD試験)を行った。供試体は緩詰めと密詰めのものを、それぞれ流し込み法とタッピング法で作成した。焼却灰は多孔質の骨格構造を呈しているため、試料は十分に煮沸し脱気した。供試体寸法は直径5cm×高さ10cmである。

3.3. 等方圧特性

等方圧密試験は、背圧0.5kgf/cm²のもとで圧密圧力を0.2kgf/cm²から5.0kgf/cm²まで段階的に増加させた。図2に間隙比と圧密応力の関係を示す。初期間隙比 e_0 は密詰めで1.61、緩詰めで1.74である。また、図には石灰質砂の結果²⁾も比較してある。圧縮指数Ccは密詰めで0.141、緩詰めで0.249であり、石灰質砂のCc=0.1に比較して圧縮性が大きい。これは、焼却灰中の組成がポーラスであり、粒子破碎が主な要因と思われる。

表1 焼却残渣の組成

採取地	A市	B市	C市
金属類	8%	14%	12.4%
ガラス・陶器類	8.8%	16%	6%
紙・布類	0.3%	0.4%	0.7%
焼却灰分	82.8%	69.6%	80.9%

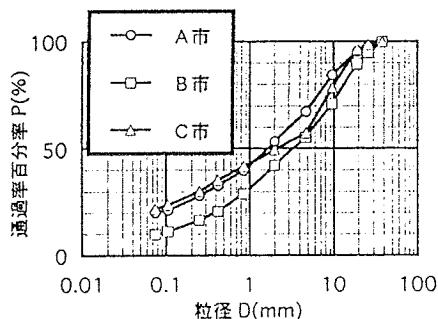


図1 焼却灰(残渣)の粒度分布

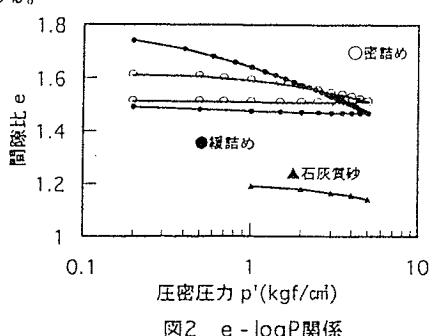


図2 e - log p'関係

3.4. 圧密排水三軸せん断試験(CD 試験)

CD 試験では有効側圧 0.2kgf/cm² から 3.0kgf/cm² の範囲で圧密した後、せん断を行った。せん断速度は $\dot{\epsilon}_1=0.25\%/\text{min}$ であり、軸ひずみは最大 20%まで作用させた。主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) - 体積ひずみ ϵ_v 、軸ひずみ ϵ_1 関係を緩詰めと密詰めについてそれぞれ図 3 と図 4 に示す。緩詰めの場合、軸ひずみの増加に伴って主応力差が増加するが、軸ひずみ 20%付近で最大となる。体積ひずみは軸ひずみの増加に伴い体積収縮傾向を示し、側圧の増加に伴ってその傾向は著しくなる。密詰めの場合、有効側圧 1.0kgf/cm² 以下では ($\sigma_1 - \sigma_3$) - ϵ_1 関係にピークが現れるが、それ以上の有効側圧では、軸ひずみ 20%でも軸差応力は増大している。体積ひずみは、有効側圧 0.2kgf/cm² では初期の体積圧縮から軸ひずみの増加に伴って体積膨張に転じているが、それ以上の有効側圧では体積収縮のままである。密詰めの体積収縮ひずみは緩詰めに比べて小さくなっている。

図 5 に CD 試験による破壊包絡線を示す。破壊線は直線で近似できる。せん断強度定数は、緩詰め状態のとき $\phi_d=3.9^\circ$ 、 $C_d=0.05\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、密詰め状態のとき $\phi_d=6.1^\circ$ 、 $C_d=0.06\text{kgf}/\text{cm}^2$ である。これらのせん断強度定数は、砂に比べて著しく小さい。粘着力成分を無視すると、密詰めすることにより内部摩擦角はわずかに増大するが、地盤としては土質安定処理等による地盤改良が必要である。

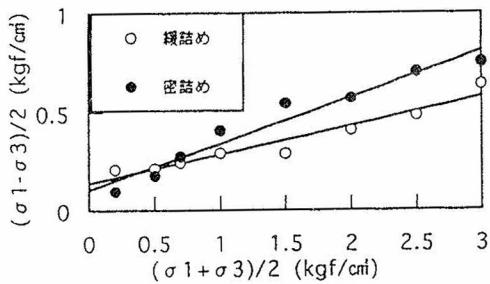


図5 焼却灰の強度特性(CD試験)

4.まとめ

焼却灰は砂に比較して圧縮性が大である。また、せん断強度定数は $\phi_d=3.9^\circ \sim 6.1^\circ$ 、 $C_d=0.05 \sim 0.06\text{kgf}/\text{cm}^2$ であり、地盤改良が必要である。

参考文献

- 1) 新城、永吉、島袋：地盤工学的有効利用からみた焼却灰の物理特性の基礎的研究、農業土木学会全国大会講演集、1998。
- 2) 新城、島袋、宮城、小宮：セメント安定処理したさんご石灰質砂の強度変形特性、農業土木学会論文集、第 166 号 p. 18。

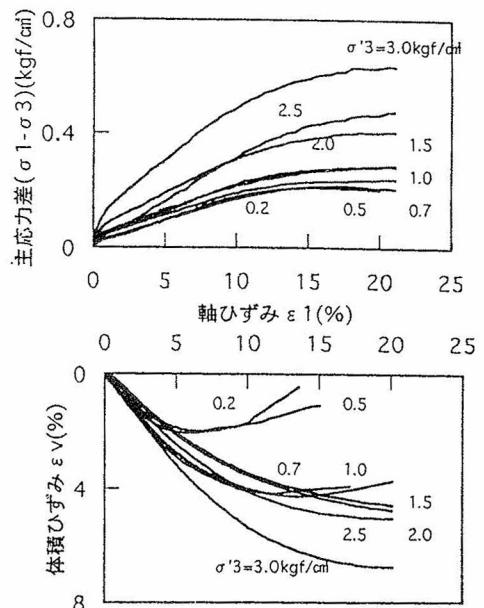


図3 主応力差 - 軸ひずみ
- 体積ひずみ関係(緩詰めCD試験)

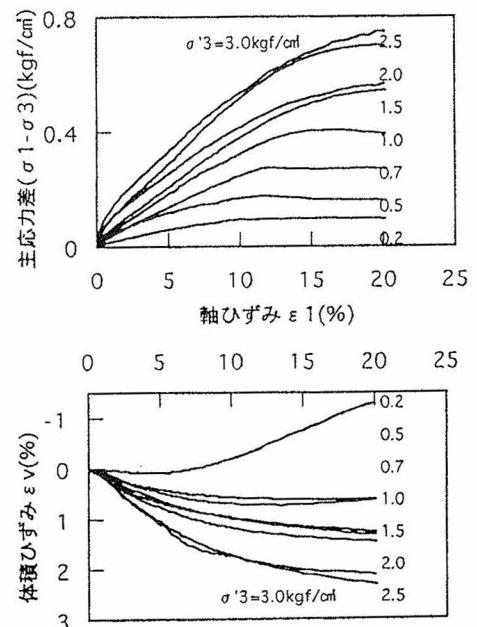


図4 主応力差 - 軸ひずみ
- 体積ひずみ関係(密詰めCD試験)

10 地震により被災した岸壁の復旧における気泡混合処理土の適用

運輸省港湾技術研究所 土田 孝
関西国際空港㈱ 宮島 正悟
東亜建設工業㈱ 岸田 隆夫

1. はじめに

軽量性を有する地盤材料を軟弱地盤上の盛土や埋立、裏込め等に用いると、沈下や土圧を低減し、地盤改良範囲を縮小することによって、建設コストを低減できる場合が多い。このため、近年 EPS ブロックや気泡モルタルなどの軽量材料を道路の路床や盛土に適用した事例が数多く報告されているが、港湾構造物の場合は、水中に没する部分に浮力が作用すること、軽量土を裏込めに用いたときの地震時の土圧低減効果の算定が難しいこと等のため、従来の軽量地盤材料を適用することは困難である。筆者らは、港湾構造物に適用できる軽量地盤材料として、浚渫土等を原料土とする軽量混合処理土の開発を行ってきた^{1)~3)}。気泡混合処理土は、航路浚渫土などの粘性土をスラリー化し、固化材と気泡を混合・攪拌して水中に直接打設する人工地盤材料であり、単位体積重量が $1.1 \sim 1.2 t/m^3$ 、一軸圧縮強度は $2.0 \sim 6.0 kgf/cm^2$ となるように気泡量と固化材量を配合する。本文は、先の阪神・淡路大震災において海側に大きく変位した神戸港の岸壁の復旧において、ケーソン等をそのまま活用し岸壁背後から作用する地震時土圧を気泡混合処理土の裏込めにより低減した事例を報告したものである。

2. 工事の概要⁴⁾

復旧対象の施設は、図-1に示すポートアイランド2期地区岸壁 (-7.5m) で、神戸シティーエアーテーミナルの南側に位置している。岸壁延長は183m であり、南側の-15m 岸壁に取り付くように水深が -7.5m から-15m に漸深している。対象施設は建設途中であり、ケーソンを据え付けて中詰めを行い、蓋コンクリートを打設して裏込が終了した段階で被災した。地震により、岸壁法線が 0.8 ~ 3.8m はらみ出し、ケーソン天端が 1.1 ~ 2.5m 沈下して、ケーソンの傾きは-2.5 ~ +3度となった。幸いにも被災後の法線は直線性を保ち、ケーソンの傾きも比較的小さかった。

本施設の復旧方法を検討した結果、被災変形後のケーソンをそのまま利用することが工期短縮と工費節約の観点でもっとも有利であることがわかった。全体が $1.1 \sim 2.5 m$ 沈下しているため通常の捨石や土による裏込めではケーソン背後の土圧が大きくなり安定を確保できない。このため、ケーソン前面に基礎捨石を追加して受働抵抗を増加し、岸壁背後の地盤の一部に気泡混合処理土を用いて土圧を低減し岸壁の地震時安定性を確保する設計が採

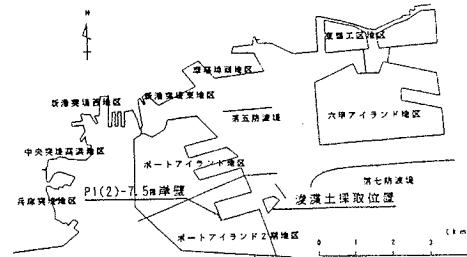


図-1 工事位置図

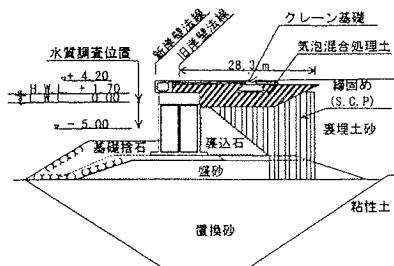


図-2 復旧断面図

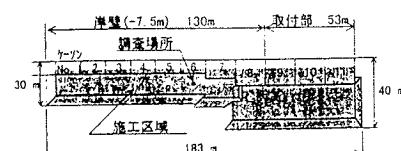


図-3 復旧平面図

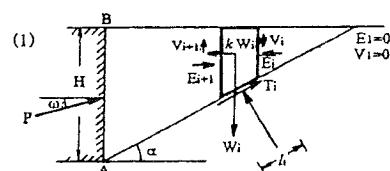


図-4 分割法による土圧の算定

用された。図-2と図-3に復旧の断面図と平面図を示すが、軽量混合処理土の打設量は約22,000m³である。

3. 軽量固化処理土による土圧低減効果の算定^{4),5)}

軽量固化体を岸壁の裏込めに使用する場合の設計上の問題は、現行の技術基準となっている物部・岡部による地震時土圧式によって、土圧が算定できないことである。そこで、斜面安定問題で一般に用いられる分割法を、震度法による土圧の算定に適用した。図-4のように岸壁背後の土楔を分割し、各分割片に働く力のつり合いを考えると、水平方向の力のつり合いから壁面土圧Pに関する次式が得られる。

$$-P \cos \omega = \sum \Delta E_i = \sum \left\{ \frac{c_i \cdot l_i \sec \alpha + (W'_i + \Delta V_i) \cdot (\tan \phi_i - \tan \alpha)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi_i} - W_i \cdot k \right\} \quad (1)$$

ここに、
 W_i :分割片の全重量
 l_i :分割片のすべり面長さ
 W'_i :分割片の有効重量（浮力を引いた値）
 V_i :分割片右側の鉛直力
 E_i :分割片右側の水平力
 k :水平震度
 c_i :粘着力
 ϕ_i :摩擦角
 α :分割片角度

分割法では各分割片間の力に関して静定化の条件を設ける必要があるが、分割片間の力の合力の方向が土圧合力の方向と平行であるという条件 $V_i = E_i \tan \omega$ を用いると、(1)式は以下のようになる。

$$P \cos \omega = \sum \left\{ W_i \cdot k + \frac{-c_i l_i \sec \alpha + W'_i (\tan \alpha - \tan \phi_i)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi_i} \right\} \quad (2)$$

壁体の背後に軽量固化体がある場合の破壊時のすべり線の形状は、図-5に示す4つのモードが考えられる。

モードⅠ：裏込め全体にわたりすべり面が一本の直線で表され、すべり面が固化処理土を通過しない場合。

モードⅡ：裏込め全体にわたりすべり面が一本の直線で表され、すべり面が砂層と固化処理土層を通過する場合。

モードⅢ：固化処理土の下端までクラックが発生する場合。

モードⅣ：固化処理土の背後と固化処理土と砂層との境界とを通過するすべりを考える場合

分割法では、仮定した崩壊角 α ごとに上記のすべてのモードで土圧を求め、さらに α の値を0.1度刻みで増加させて各 α での土圧の最大値を主動土圧、そのときの崩壊角 α を主働崩壊角とする。

一般に、セメント処理した軽量固化体は 1.0kgf/cm²以上 のせん断強度を有するのでモードⅠの土圧は小さくなり、震度が0.10以下と小さいときにはモードⅡ、震度が0.15以上ではモードⅢで決まる場合が多い。モードⅢでは軽量固化体と地盤の摩擦係数 f が計算される土圧に大きな影響を与える。なお、背後に軽量混合処理土を用いたケーソン岸壁について、縮尺1/10の振動台模型実験を実施し、分割法による土圧の計算値がほぼ妥当であることを確認している。

重力式岸壁において、背後の土を単位体積重量1.2tf/m³の軽量混合処理土で置き換えた場合の土圧低減効果を分割法で計算し図-6に示した。図-6では、軽量混合処理土を使用した時の土圧を通常の場合の土圧で除して土圧低減率 R_p とし、軽量混合処理土の面積 S を壁体の高さ H の二乗で正规化したパラメータ S/H^2 との関係を示している（設計震度は0.2）。 R_p と S/H^2 には岸壁のサイズによらずほぼ一定の関係があり、図より例えば土圧を70%に低減する場合には $S/H^2 = 0.5$ 、50%に低減する場合は $S/H^2 = 1.0$ となる。

本施設の設計震度は被災前に0.18であったが、復旧にあたっては基準を厳密に適用し0.20に増加させた。気泡混合処理土の設計密度を、気中打設部（H.W.L.+1.7m以浅）で 1.0t/m³、水中打設部（標高+1.7m以深）で、

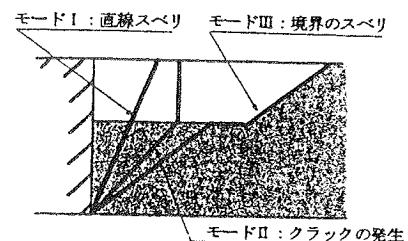


図-5 すべり線のモード

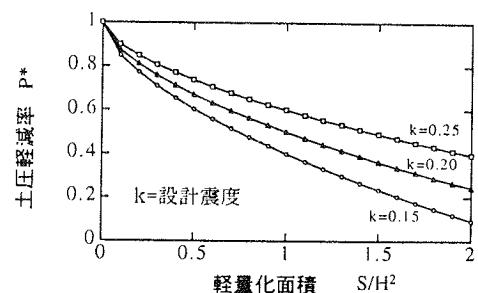


図-6 軽量土による土圧低減効果

$1.2t/m^3$ として分割法によって計算した結果、標高+3.5mから-1.0mまでの厚さ4.5m、地表面での幅30m～40mの範囲を軽量化することにより地震時主働土圧は約30%低減され、設計条件を満足することがわかった。また、気泡混合処理土の設計強度は、この地盤がエプロンの路床となり一部クレーン基礎の支持地盤となることを考慮して、一軸圧縮強度で $2.0kgf/cm^2$ とした。

4. 施工^④

原料土として、同時期に施工された港内航路浚渫工事で発生する浚渫土（含水比122%，液性限界97%，塑性限界41%，有機分含有量3.0%）を用いた。固化材は高炉セメントB種、起泡剤は界面活性系を10倍希釈25倍発泡で使用している。本施工に用いた施工システムの構成を、図-7に示す。このシステムは、①浚渫土を解泥し、海水を加えて均質な調整泥土を作成する解泥船、②調整泥土を各プラントに送泥するための中継泥槽、③調整泥土と固化材・気泡を連続混合する混練プラント、④トレミー管による気泡混合処理土の連続打設、の4つの部分から構成されている。気泡混合土の標準配合は、設計強度の3倍の $6.0kgf/cm^2$ を目標室内配合強度（材令28日）として、気泡混合土 $1m^3$ あたりセメント140kg、気泡279リットル（気中部）、196リットル（水中部）と設定した。現場打設試験により混練～圧送～打設の間に気泡が消泡することが判明したので、実際の施工では気泡量を表中の値の15～20%増加させている。

施工中の品質管理は、気泡混合土のスランプフロー、湿潤単位体積重量、含水比および一軸圧縮強度の各項目について実施した。特に単位体積重量の管理には施工システムの3段階にγ線密度計を設置して管理し、作業の効率化と高品質化をはかっている。本工事における打設量は $22,000m^3$ であり、港湾構造物における気泡混合処理土の最初の本格的な施工事例となった。なお、気泡混合処理土の水中打設は海水と遮蔽された岸壁背後の水面で施工されたが、図-2に示した地点（水深土0mおよび-5m）で採水し水質調査を実施した。調査結果の数値を環境安全基準、水産用水基準および神戸港のバックグラウンド値と比較した結果、気泡混合土の打設による周辺海域への影響はなかったことを確認した。

5. 気泡混合処理土の経年変化^{⑤,⑥}

海面下を含む港湾構造物に打設された気泡混合処理土地盤において、施工後の時間経過とともにその力学性質がどのように変化しているかを確認することは、今後の本工法の適用性を検討する上で重要な情報となる。このため、施工後1, 4, 7, 10, 22ヶ月後に、気泡混合土を施工した範囲のほぼ中央でボーリングとサンプリング、原位置試験を行った。各ボーリング孔は隣接のボーリングに伴う乱れの影響を避けるため、孔芯距離を1.5mで実施している。

コア採取した供試体の試験結果から求めた湿潤密度 ρ_s の深度分布を図-8に示す。天端付近で単位体積重量の増加が見られるが、全体にはばらつきは小さく、ほぼ均質である。気中打設部の ρ_s は $0.95\sim1.10tf/m^3$ の範囲にあり、平均値は $1.03tf/m^3$ である。また、水中打設部の ρ_s は $1.10\sim1.19tf/m^3$ の範囲で平均値は $1.15tf/m^3$ であった。

設計密度に対して気中打設部分では若干大きく水中打設部分では若干小さくなっているが、全体にはばらつきは小さくほぼ均一であるといつてよい。打設時に気中部分で密度が

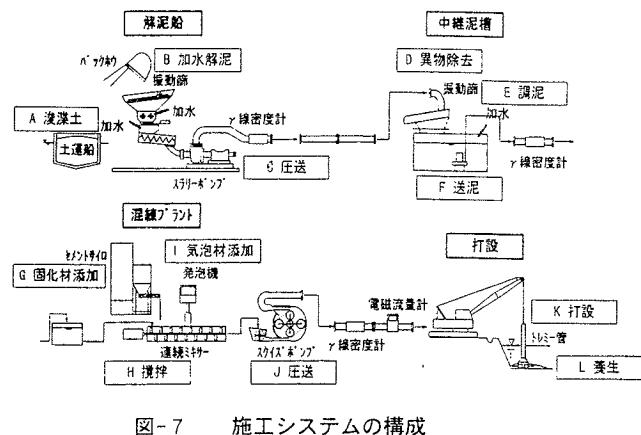


図-7 施工システムの構成

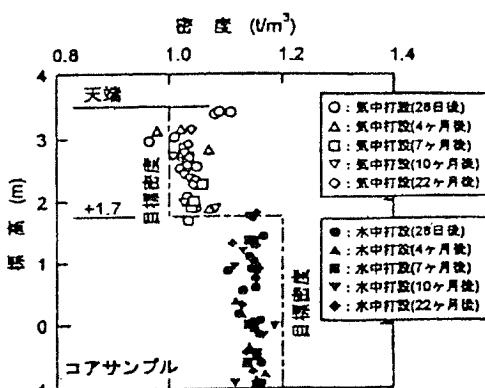


図-8 深度と湿潤密度の関係

設計値よりも若干増加したのは打設後の初期硬化にともなう収縮が原因として考えられ、今後はこの効果を見越した気泡量の配合が必要である。図-9は湿潤密度の平均値と材令の関係である。図のように気中打設部、水中打設部とも22ヶ月間の変化はほとんどみられなかった。

気中打設部、水中打設部それぞれについてコア試料の一軸圧縮強度の深度分布を図-10に示す。図のようならばつきは大きいが、いずれも目標強度である 2.0 t/cm^2 を上まわっている。図-11は一軸圧縮強度の平均値と材令の関係である。図中、若齡においてはコーン貫入試験による先端抵抗と一軸圧縮強度の関係 $q_u = 7q_c$ を用いて算出した強度を示している。時間の経過とともにあって気中打設、水中打設のいずれも強度が増加する傾向が明瞭にみられ、22ヶ月経過時点では打設時の室内配合28日強度である 600 kN/m^2 にほぼ達している。

6. 結論

本報告の主な結論をまとめると以下のようになる。

- 1)阪神・淡路大震災で被災した岸壁の復旧において、被災ケーンをそのまま使用し、背後の土圧を低減する設計が採用され浚渫土を原料とする気泡混合処理土 $22,000 \text{ m}^3$ が施工された。これは港湾構造物および海水面以下における最初の本格的な気泡混合処理土の施工例であった。
- 2)軽量固化処理土を岸壁の背後に使用したときの土圧低減効果は、分割法による土圧算定式を用いることにより求められる。
- 3)解泥ー送泥ー混練ー打設に至る施工システムにより30日弱で施工は終了し、ほぼ設計通りの気泡混合処理土地盤が造成できた。また、施工による周辺環境への影響は無かったことを確認した。
- 4)打設後1, 4, 7, 10, 22ヶ月において気泡混合処理土地盤の材料特性を調査した結果、気中部水中部のいずれも密度の変化はみられなかった。強度は材令とともに増加し、22ヶ月後では施工後28日での強度に対して約50%増となっている。

参考文献

- 1)土田孝・横山裕司・水上純一・清水和也・笠井寿太郎：港湾における軽量混合処理土の用途と現地打設実験、港湾技研資料、No. 833、1996年3月。
- 2)土田孝・笠井寿太郎・水上純一・横山裕司・樋田和徳：軽量混合処理土に及ぼす養生条件の影響、港湾技研資料、No. 834、1996年3月。
- 3)湯怡新・土田孝・竹内大輔・鏡田昌孝・西田登：軽量混合処理土の三軸試験結果と考察、港湾技研資料、No. 845、1996年9月。
- 4)土田 孝・佐藤正一・岸田隆夫・八木英樹・平野孝行：分割法による地震時土圧の算定と軽量裏込め材料への適用、地盤工学会第31回地盤工学研究発表会、Vol. 1, pp. 1083-1084、1996年7月。
- 5)土田 孝・輪湖建雄・福原哲夫：軽量固化体による地震時土圧低減効果と土圧分布について、地盤工学会第32回地盤工学研究発表会、Vol. 1, pp. 1149-1150、1997年7月。
- 6)松永康男・安達 崇・土田 孝：軽量混合土を利用した岸壁の復旧、山海堂「土木施工」、Vol. 37, No. 7, pp. 65-70、1996年7月。
- 7)輪湖建雄・土田孝・松永康男・濱本晃一・岸田隆夫・深沢健：軽量混合処理土工法の港湾施設への適用、軽量混合処理土工法の港湾施設への適用、土木学会論文集、No. 602, VI-40, pp. 35-52, 1998. 9.

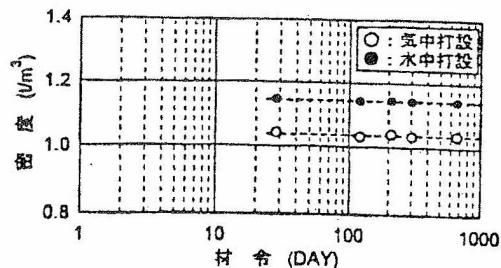


図-9 濡潤密度の経時変化

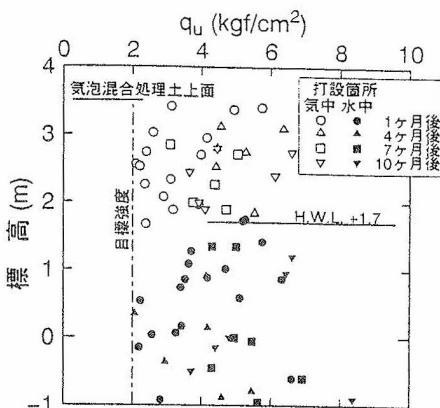


図-10 一軸圧縮強度の深度分布

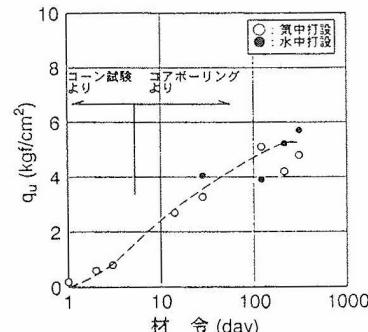


図-11 一軸圧縮強度の平均値の経時変化

11 沖縄県における地盤情報収集とそのデータベース化

琉球大学工学部学生 ○大城 祐子
琉球大学大学院生 赤嶺 伴子
琉球大学工学部 上原 方成
琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

琉球大学土質地盤研究室では、過去 10 数年に渡って沖縄県における地盤情報収集¹⁾とそのデータベース化に取り組んできた。これまで県内では多くのボーリング調査が行われ、その数が膨大なものとなっているが、一度利用されたデータはほとんど再利用されてない。そこで本研究は、これら数多くの調査記録（1993 年～1997 年：柱状図 2534 本 1998 年 10 月現在）を収集整理し、さらにこれまでのデータ²⁾（1988 年～1992 年：柱状図 1776 本）に加えて効率的に活用できるよう、再編成することを目的としている。

2. 過去の経緯

本研究室では、沖縄県における地盤情報収集とそのデータベース化についての取り組みを石垣ら¹⁾、佐久田ら²⁾が行っており、ここではその経緯について簡単に述べる。

石垣島は、データベース化の対象とする地域は那覇市とその周辺地域だけとなっているが、佐久田らはその対象を沖縄全域としている。地盤情報項目は土質調査名の一般事項、ボーリング柱状図と N 値図、N 値とその深度表である。検索システム・表示方法については、ボーリング番号または市町村別で検索を行い、ボーリング柱状図一覧と N 値一覧表を表示することができる。佐久田らの研究の特徴として、連続出力機能があげられる。これはボーリング柱状図または N 値図を最大 8 本まで横並びに連続出力するシステムで、これによりその地域の地質断面をパソコン画面内で概略的に把握することができるようになった。

このような経緯をふまえ、今回も前回に引き
続き沖縄全域を対象とするが、さらに多くの地
盤情報を収集している。特徴としては柱状図を
スキャナで読み取ることである。そのことによ
って観察記事など、より多くの地盤情報を知る
ことができる。また、調査地案内図に関する画
像情報もあり、調査地の位置を概略的に知ることができる。



図-1 調査地案内図

図-2 土質柱状図

3. 検索および出力方法

県内外のコンサルタントより提供していただいた調査資料からそれぞれの調査地点について、以下のような項目を基礎データとして入力した。入力項目は、

- ①ファイル名 ②北緯、東経 ③新平面直角座標 ④調査年度 ⑤案内図の有無 ⑥位置図の有無 ⑦本数 ⑧物理、力学の有無、⑨その他試験の有無

である。また案内図と柱状図は、スキャナで画像として読み取った。その出力例を、図-1、図-2に示す。柱状図の出力方法としては、基礎データで検索を行い画像を表示する。どの項目で検索するかは任意にユーザーが決めることができる。

4. 今後の展開

土質柱状図には、調査位置、土質名、N値など多くの情報が記載されている。これらの情報を整理し関連性を調べていけば、地盤情報の工学的利用として何か得られるのではないか。たとえばN値が50に達するまでの深さの頻度分布と標高の関係に着目して地質図に表すことにより、沖縄県の全体的な地盤特性を知ることができるのでないか。あるいは、前回に引き続き任意地点のある特定のN値を示すであろう標高を推定するN値の標高推定機能の対象範囲を広げるなど、このような点に注目して、今後データベースの利用について考えていくたい。

5. あとがき

今回の地盤情報データベースの特徴は、柱状図そのものをスキャナで読み取ることにある。この方法によってN値、土質名はもちろん、標高、孔内水位などいろいろな情報を一度に知ることができる。なお、調査件名、発注機関、調査業社名などは、スキャナで読み取る際省いた。これまで収集された全ての柱状図をスキャナで読み取ることは、大変な作業と予測される。しかし、これを整理し編集することによって、地盤に関する総合的な情報を得ることができ、より充実した地盤工学的情報として有効利用されると思われる。

また、データベースはパソコンの急速な進化により環境は整ってきているが、著作権、所有権、守秘義務などの権利、義務の問題がある。たとえば、データベースの構築を行う場合の著作権・所有権の帰属先、地盤情報自身が秘密事項に該当するかなど、これらは複雑に絡みあっており、簡単に解決できるものではない。地盤情報データベースの整備をするにあたっては、このような諸問題へのきちんとした早期対応が望まれる。また、資料を管理する機関・組織の協力が必要である。

こうした状況の中、「最新名古屋地盤図資料編データベース」³⁾については、同書に掲載された柱状図データおよびN値、土質試験データ、原位置試験データの全てを登録したフロッピーディスクを、1990年10月より、条件付きではあるが、公開するに至っている。

終わりにあたり、本データベースの作成にあたって貴重なボーリング調査資料を提供していただきました県内各コンサルタントの方々に心より謝意を表します。

《参考文献》

- 1) 石垣 里彦、久野 聰、上原 方成、原 久夫：沖縄の基礎地盤情報について（その1），第4回
沖縄土質工学研究発表会講演概要集，pp. 31~32，1991
- 2) 佐久田 朝男、諸喜多 久、上原 方成、原 久夫：沖縄の基礎地盤情報について（その2），
第6回沖縄土質工学研究発表会講演概要集，pp. 15~16，1993
- 3) 地盤情報データベース化の現状と将来像に関するシンポジウム発表論文集，社団法人 土質
工学会中部支部 名古屋地盤データバンク研究委員会，pp. 19~22，平成5年12月

12 地盤調査への検層利用－速度検層・水分検層－

大和探査技術株式会社 高久 和彦
内田 一之
古市 周二

はじめに

ボーリング孔を利用する原位置試験には、ボーリング孔壁周辺の地盤性状を調査する方法と、ボーリング孔底の地盤の性状を測定する方法がある（表・1参照）。これらの方法の中から、孔壁周辺の地層・岩石の物理的性質を調べる物理検層について、沖縄県内の実施例を報告する。

1. 物理検層の種類

ボーリング調査が、土質や岩石をコアチップによって採取し、土質や岩石の種類・色調・硬軟・亀裂・含水の状況等を肉眼で観察して地盤状況を把握するのに対して、物理検層は、ボーリング孔内に測定機器（ゾンデ or プローブ）を挿入降下し、電線・ケーブルにより地表の計測装置と連結制御して測定する方法である。

検層方法には、地盤の物理的な諸性質のうち、弾性波の伝播性・電気的性質・放射能強度（自然、散乱）・孔内水温変化等を測定する手法がある。各種検層の種類と適応については、表・2を参照されたい。

本報告では、速度検層（P S 検層）および密度・水分検層について、測定方法・解析結果と地盤の評価や問題点について考察してみた。

表・1 ボーリング孔を利用する原位置試験の種類⁽¹⁾

目的	孔底地盤を対象	孔壁を対象
地盤の強さを測定	標準貫入試験 深層載荷試験 現場ペーンせん断試験	孔内水平載荷試験 初期応力測定 ● 速度検層
透水性や地下水に関する性質を測定	現場透水試験 間隙水圧測定	現場透水試験 揚水試験 湧水圧測定 ルジオン試験 流速流向試験 地下水検層
物理的性質を測定		● 放射能検層 ● 磁気検層 ● 密度検層 ● 水分検層
その他動的性質、地質状況などを測定		ボアホールテレビ ● キャリバー検層 ● 温度検層 ● 音波検層 常時激動測定 ● 速度検層（P S 検層） ● 電気検層 ● 反射検層（V S P）

⁽¹⁾ 関東地質調査業協会：ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル 1996年
(一部加筆・削除)

● 印は、物理検層と呼んでいる。

表・2 各種検層の適応⁽²⁾

調査方法	求まる物性値	利 用 方 法	適 応
P S 検層 (速度検層)	P波（V p）速度 S波（V s）速度	岩盤分類（岩級区分・土工区分） 動弾性係数の推定 耐震設計地盤定数	ケーシング内は不可。 崩壊性地盤は塩ビパイプで保護する。 機種にもよるがφ 66～68 mmの孔径が必要。
電気検層 (マイクロ検層)	見かけ比抵抗値 (ρ a)	地層の区分 帯水層の判定 断層の検出	ケーシング内は不可。 孔内水位以深泥水でも測定可。 孔径φ 66～86 mm。
温度検層	孔内温度 (℃)	水温分布 流入流出深度検出 温度勾配	ケーシング内でも可。 φ 66～86 mm。 孔内水の有無を問わず。
多点温度検層	孔内温度 (℃)	地下水流动層の深度や規模	ケーシング内でも可。 V P 40以上、φ 66～86 mm。 孔内水の有無を問わず。
キャリバー検層	掘削孔径 (mm)	掘削孔径の変化状態	ケーシング内は不可。 φ 66～86 mm。
密度検層	γ線に対する散乱 (C P S)	地層の密度 地層区分 解析用の基礎資料	ケーシング内は散乱の補正が必要。 孔壁保護のため炭素鋼管の使用が良い。
水分検層	中性子に対する散乱 (C P S)	地層の含水量・含水比 地層区分	ケーシング内は散乱の補正が必要。 孔壁保護のため炭素鋼管の使用が良い。

⁽²⁾ 斜面物探委員会：斜面調査のための物理探査：1998年（一部加筆）

2. 調査方法

1) 速度検層 (P S 検層)

速度検層は、ボーリング孔壁周辺地盤の弾性波速度を求め、その速度値によって地層の硬軟・風化の程度・亀裂の多少等の評価を行う方法である。測定方式のうち、ダウンホール方式（板たたき法）と振源・受振器一体型方式（サスペンションP S 検層法）について、測定方法を簡単に述べると次のとおりである。

イ) ダウンホール方式（板たたき法）

ボーリング孔内の所定の深度に受振計をセットし、地表に設定したP波・S波発振装置で起振させ、弾性波の伝播時間を測定する。通常の受振点間隔は1～2mである。

ロ) 振源・受振器一体型方式（サスペンションP S 検層法）

孔内に振源・受振器一体型のプローブを挿入し、単位区間（受振器間隔1m）の弾性波伝播時間 を測定して速度値を求める方法である。

ダウンホール方式では、孔内水が無くても受振器の圧着装置を使って孔壁と一体化し、地表からの人工的な弾性波を受振する。振源・受振器一体型の方式では浮遊型の受振器であるために、孔内水を介して孔壁に発振器からの振動を与え弾性波を伝播させる。両手法ともに裸孔で測定することが望ましい。しかし今回の報告は、琉球石灰岩の孔壁が崩壊することから、塩ビパイプで保護された孔内で測定したデータである。

2) 水分検層

水分検層は、ボーリング孔壁周辺の含水状況を測定する方法であり、密度検層と併用し、地盤の含水比等を求めるものである。

測定方法は、中性子線源と熱中性子検出器が一体となったプローブをボーリング孔内に降下させ、地盤中に生成される熱中性子束を検出し、較正曲線から含水量を求める。

中性子線源に用いるラジオアイソトープ（放射性同位元素）は、カリフォルニウム-252 (^{252}Cf) である。この線源から放出された速中性子が物質を構成する元素の原子核と相互作用し、地層中でエネルギーを失いつつ拡散する。熱中性子が生成される過程において、水素原子核の中性子に対する減速能が他の核種に比べて非常に大きいことを利用するものである。すなわち、媒質中（地層）で生成される熱中性子の密度は、その中に含有される水素濃度によってほぼ決定される。したがって、地盤中の水素濃度は、大部分がH₂Oの形で含まれる含水量であり、予め既知の含水量に対して熱中性子束を較正しておけば、水分計に検出される熱中性子のカウント数から地層の水分量を知ることができる。

3. 測定結果と地盤評価

1) 速度検層

速度検層の結果例として、図・1と図・2に記載した。両孔の位置は沖縄本島南部で、地層の構成は、表層部が埋土および海浜堆積層で、その下部は琉球石灰岩と島尻層群であり、琉球石灰岩の層厚は約2.8～2.9mである。ボーリング掘削深度が3.8～4.0mであることから、主として琉球石灰岩の性状について記すことになり、図・1（A孔）と図・2（B孔）の岩種・岩質と速度値を表にまとめると、表・3 速度値（P・S）と岩質とのおりである。

琉球石灰岩について速度と岩質を対比すると、S波速度では岩質（ボーリングコアの状況）と速度値に限られた範囲で評価が定まるのに対し、P波速度ではバラツキが多くなっており、P波速度だけで地盤を評価することが難しいと判定される。図・3はB孔の結果をまとめたものであり、岩質評価に役立つと考えられる。

表・3 速度値 (P・S) と岩質

地 質	弾性波速度 (km/s)		ボーリングコアの状況
	P 波	S 波	
琉球石灰岩	2.0 以上	0.75 以上	岩塊状 (コア長 5 ~ 30 cm)
	2.15 ~ 2.4	0.67 ~ 0.75	岩塊状・砂礫状互層
	1.8 ~ 2.3	0.7 以下	砂礫状
島尻層群	2.1 ~ 2.3	0.7 ~ 0.8	一部風化、全体に均質・緻密

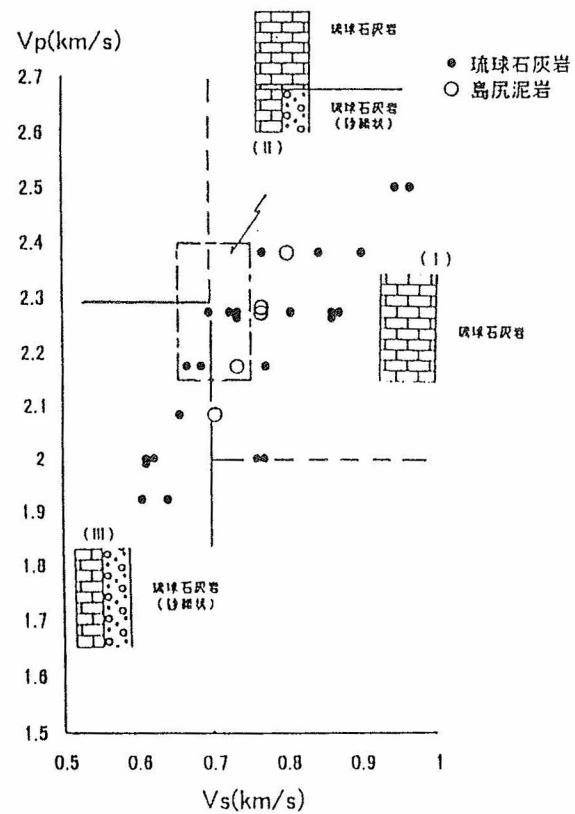
2) 水分検層

水分検層の結果を図・4と図・5に記載した。

図・4は密度・水分の経時変化を観測した結果であり、図・5は現位置における地層の密度および含水状況を求める目的に実施した結果である。図・4 (C孔) は、地表より未固結の砂礫が深度 7.5 m まで分布しその下部は千枚岩である。図中の湿潤密度 (2 データ) は約 6 ヶ月の時間経過後に測定した。その時、孔内水位は GL - 7.5 m から GL - 8.5 m と約 1 m 低下しており、平均湿潤密度で 0.2 ~ 0.4 (g/cm³) 小さくなっているが、砂礫層では 0.1 ~ 0.15 (g/cm³) 小さくなっているが、千枚岩ではほとんど変化がないことが判る。

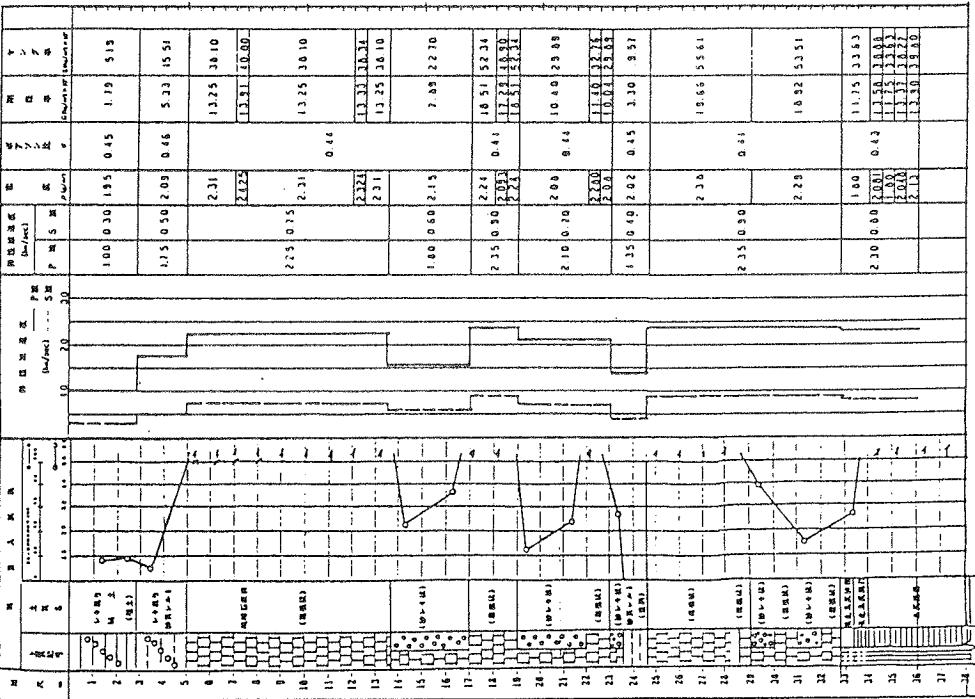
図・5 (D孔) の検層結果は、含水量が琉球石灰岩 (コアは礫状) で 0.3 ~ 0.35 (g/cm³) であり、島尻層群では 0.2 ~ 0.25 (g/cm³) であることが判る。

密度検層の記録にあって深度 12.0 m ~ 26 m 間の記録に凹凸が認められるが、これは孔壁の凹凸による影響であると判定される。すなわち琉球石灰岩と島尻層群にあって柱状コアで採取される区間 (孔壁状態もよいと想定) では、検層によって求めた湿潤密度と土質試験によって求まった値はほぼ一致するが、記録に凹凸がある地点では一致しない。孔壁に凹凸が生ずると密度値が小さく検出される。

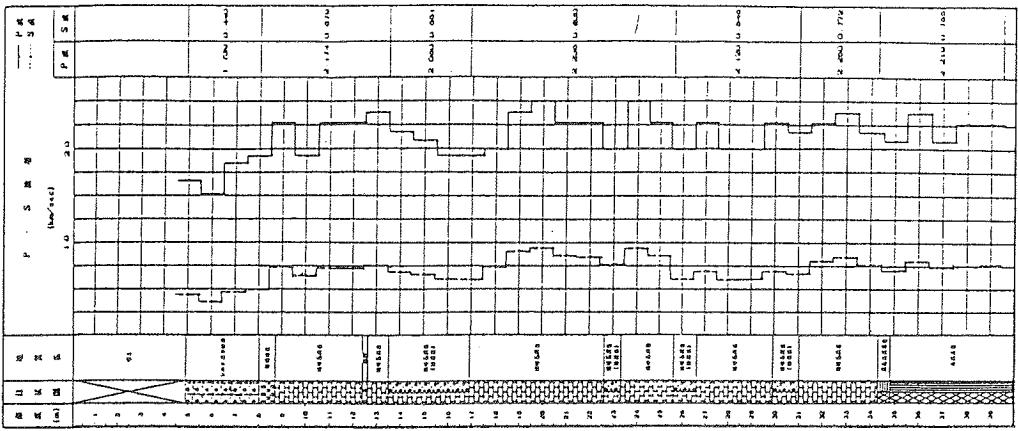


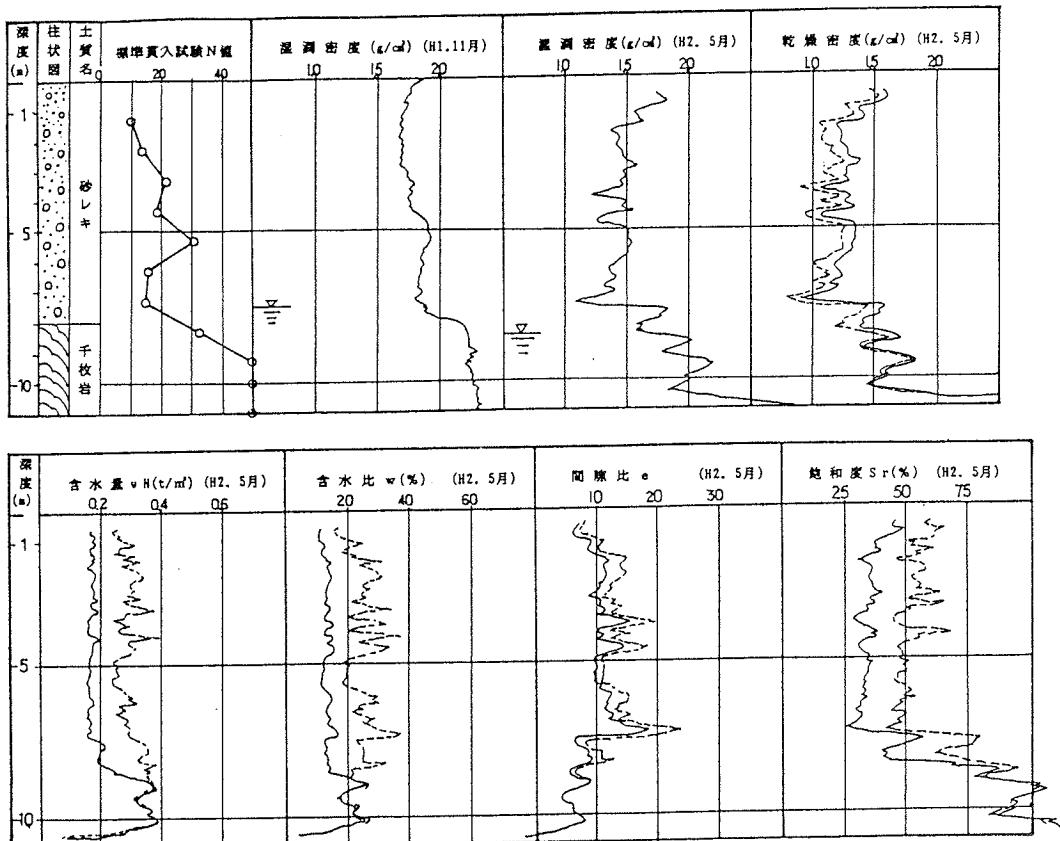
図・3 琉球石灰岩の速度と岩質

図・2 B孔 速度検層
(振源・受振一体型)

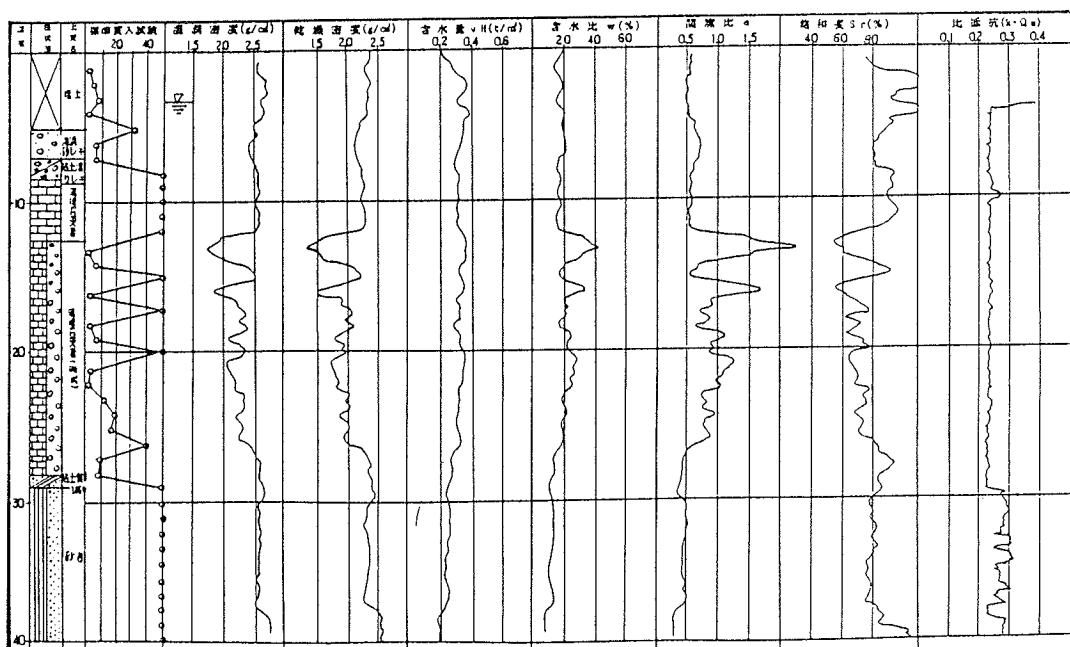


図・1 A孔 速度検層(ダウンホール型)





図・4 C孔 密度検層・水分検層



図・5 D孔 密度検層・水分検層

4. まとめ

琉球石灰岩の地盤評価の一手法として速度検層を用いてみた。その結果、大局的な見地からはダウンホール方式および振源・受振器一体型ともに計測値に変りはないが、振源・受振器一体型の方が1m区間の速度が求まることからより正確に詳細な速度分布を見ることができる。また含水状態に影響されないS波速度を用いた方が良いことが判った。ただしこれらはデータ数も少いことから、今後データの蓄積を行って、より正確なものを求めていきたい。また、弾性波トモグラフィーにあっては振源としてS波を利用することが有効であり、孔内S波発振源の開発が急がれる。

密度検層・水分検層は、その結果が地盤の密度や含水状況を把握することや、施工管理等に有効であることは判明している。しかし孔壁の凹凸が測定値に大きく影響することから、キャリパー検層（孔径検層）の必要性があるが、孔壁の崩壊が発生する地点では困難な場合が多い。

参考文献

- | | |
|--|-------|
| 関東地質調査業協会：ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル | 1996年 |
| 斜面物探委員会：斜面調査のための物理探査 | 1998年 |
| 沖縄地盤工学研究会：第九回沖縄地盤工学研究発表会 沖縄における弾性波速度と地質
高久和彦・古市周二 | 1996年 |

13 USLEとGISによる流出土砂量の予測

琉球大学農学部

翁長謙良 宜保清一

鹿児島大学大学院連合農学研究科

楊 建英

琉球大学大学院

米須 竜子

1. はじめに

流出土砂量の予測においては、これまでに、種々の数理モデルや経験式が提案されている。数理モデルは、境界条件などが確定しにくいため、あまり活用されていない。USLE式は、Wischmeierら^{1,2)}が提案し、修正したものであり、米国農務省の流亡土量予測手段の基準として定着しているだけでなく、世界各地の多種多様な条件下の畑地、伐採林地、建設用地などで広く活用されている³⁾。中国黄土丘陵ガリ谷区は、ガリ谷が多く、地形が複雑で、土地利用も多種多様である。ここでは、黄土高原丘陵ガリ谷区における黄家二岔流域を対象にし、多様な条件下の標準試験地における観測データを基に、USLE式の各係数を確定した。そして、流域の斜面域をGIS(地理情報システム)によりUSLE式に適合するブロックに分割し、ガリ谷を除いた斜面域の流出土砂量の予測を行った。

2. 黄家二岔流域の概況

黄家二岔流域は、東經 $105^{\circ} 29' \sim 105^{\circ} 31' 40''$ 、北緯 $35^{\circ} 17' 18'' \sim 35^{\circ} 58' 40''$ にあり、海拔が1860m~2135m、面積が 5.7km^2 である(Fig.1)。年間降雨量は402.2mmで、7月~9月に集中するので、降雨による侵食が大きい。土壤は主に相黄土と丘陵黒壠土で、0.25mm以下の土粒子からなり、シルト分が57.3%が多い。

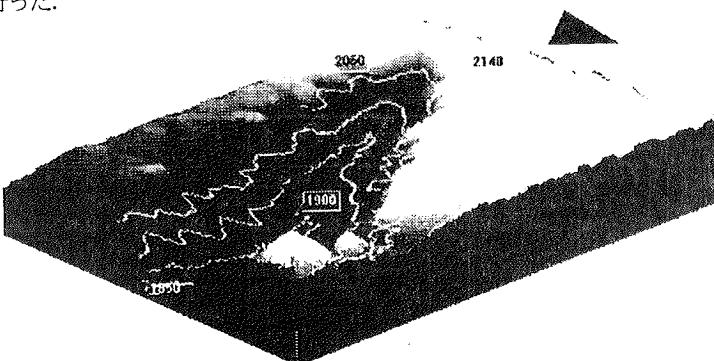


Fig.1 黄家二岔流域の三次元デジタル地形図

3. 流域斜面からの流出土砂量の算定

3.1 USLE式

流亡土量予測USLE式は、次式で示される⁴⁾。

$$A = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P \quad (1)$$

ここに、 A : 単位面積当たり年間流出土砂量 ($\text{t}/\text{ha} \cdot \text{年}$)、 R : 降雨侵食指数 ($\text{mm}^2 \cdot \text{t}/\text{ha} \cdot \text{h}$)、 K : 土壤係数、 L : 斜面長係数、 S : 傾斜度係数、 C : 植生係数、 P : 保全耕作係数である。

3.2 標準試験区および各係数の確定

3.2.1 標準試験区

黄家二岔流域に土地利用状況別の14の標準試験区を設置した。試験区は、長さ20m×幅1.5mで、周りを鉄枠で囲っている。下方にプラスチック製の集水池を設け、水位を自動記録し、一降雨ごとに沈殿土砂の風乾重量を計測した。

3.2.2 係数の確定

i) 降雨係数 R

降雨による土壤侵食の過程には、雨滴の打撃による直接的な土粒子の剥離・分散と表面流出水による土粒

子の剥離・運搬がある。しかし、すべての降雨が侵食を起こすのではなく、ある一定の降雨強度に達して初めて土粒子を剥離するほどにエネルギーが高まり、侵食性降雨になる。侵食性降雨の尺度は、地形、土壤、植被の種類・状況などによって異なり、通常、顕著な土壤侵食を引き起こす降雨を侵食性降雨と規定している³⁾。試験地においては、一降雨 $>1\text{cm}$ 、30分間最大降雨強度 $>0.4\text{cm}$ において、土壤侵食が顕著となる。ここでは、侵食性降雨の R 値を降雨係数 R とした。

$$R = E \cdot I_{30} \quad (2)$$

ここに、 R ：一降雨の降雨侵食指数($\text{m}^2 \cdot \text{t}/\text{ha} \cdot \text{h}$)、 E ：一降雨の降雨エネルギー ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{ha}$)、 I_{30} ：一降雨の30分間最大降雨強度 (cm/h) である。一降雨ごとの R 値を加算して、年降雨侵食指数を得る。 E は、Wischmeier ら(1978)が提案した計算式を使用して計算した。

$$E = 210 + 89 \log_{10} I \quad (3)$$

ここに、 E ：1cm 降雨のエネルギー ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{ha} \cdot \text{cm}$)、 I ：一降雨の平均降雨強度 (cm/h) である。

西吉県気象台の1977年～1990年のデータを基に計算した。試験地の年降雨侵食指数は $140.8\text{m}^2 \cdot \text{t}/\text{ha} \cdot \text{h}$ で、日本の仙台市や松山市の算定値⁴⁾と類似している。

ii) 土壤係数 K

土壤係数 K は土壤の受食性的指標であり、土壤の物理的性質、利用方式、管理方法などに左右される。標準試験区の土壤の物理的性質などを基に、Wischmerier ら⁵⁾のノモグラフを用いて、流域内各種黄土の K 値を推定した(Table 1)。

Table 1 黄家二岔流域における各種黄土の K 値

斜面	傾斜度	土壤	利用方式	有機質含量 (%)	質量百分率 (%)		透水性	K 値
					0.01-0.1mm	0.1-2.0mm		
上部	$>15^\circ$ ($>26.8\%$)	軽壊相黄土 丘陵黒壊土	荒廃地 低木、雑草	1.0	61.9	15.0	中	0.46
中部	$8\sim15^\circ$ ($14.1\% \sim 26.8\%$)	軽壊相黄土 丘陵黒壊土	農地 林、雑草	1.0	61.9	15.0	中 高	0.41
下部	$<8^\circ$ ($<14.1\%$)	軽壊渋黒壊土	農地	1.0	61.9	15.0	高	0.39
上部	$>15^\circ$ ($>26.8\%$)	中壊相黄土 丘陵黒壊土	荒廃地 低木、雑草	1.1	55.1	11.0	中 低	0.37
中部	$8\sim15^\circ$ ($14.1\% \sim 26.8\%$)	中壊相黄土 丘陵黒壊土	農地 林、雑草	1.1	55.1	11.0	中	0.35
下部	$<8^\circ$ ($<14.1\%$)	中壊渋黒壊土	農地	1.3	55.1	11.0	中 高	0.33

iii) 地形係数 LS

地形係数 LS は斜面長別・傾斜度別流出土砂量と標準試験区($L=22.1\text{m}$, $S=9\%$) 流出土砂量の比を示す。 LS 値は、黒龍江省水土保持研究所⁶⁾が提案した式を用いて計算した。

$$LS = (L/20) \cdot 0.18 \cdot (S/8.75) \cdot 1.3 \quad (4)$$

ここに、 LS ：地形係数、 L ：斜面長(m)、 S ：傾斜度(%)である。

iv) 植生係数 C

試験区の植生係数 C 値は、裸地の 1.0 と植被の多い土地の 0.001 との間にある。林地および草地は年間の被覆率変化が小さいが、農地は、作物による被覆率が季節によって著しく異なるので、生长期を四つに分け、年間平均 C 値を求めた(Table 2, 3)。

Table 2 黄家二岔流域における各種作物の平均 C 値

作物	学名	平均 C 値
トウモロコシ	<i>Zea mays L.</i>	0.25
穀物	<i>Setaria italica</i> (<i>Panicum Foxtail Millet italicum L.</i>)	0.28
春小麦	<i>Triticum aestivum</i>	0.26
豌豆	<i>Pisum Satum Linn.</i>	0.32
馬鈴薯	<i>Solanum tubero L.</i>	0.24
胡麻	<i>Sesamum indicum L.</i>	0.20
冬小麦	<i>Triticum aestivum</i>	0.22

Table 3 黄家二岔流域における林草地の C 値

植被種類	被覆率 (%)					
	0	20	40	60	80	100
人工草地	0.45	0.24	0.10	0.09	0.04	0.01
急傾斜荒廃地	0.46	0.26	0.18	0.10	0.04	0.01
林地	0.40	0.22	0.15	0.09	0.04	0.01

v) 保全係数 P

保全係数 P は、等高耕作などの保全耕作に対するもので、裸地の場合に 1.0 とする。流域内の各種黄土は、細砂分が多く、有機質含量が少なく、団粒化度が低いために、極めて分散し易く、耐食性が低い。 P 値の推定に際しては、保全耕作、斜面長、傾斜度に加えて、土壤の砂分含量も考慮すべきとして、USLE 式の係数計算式 $P = P' \times \text{砂分含量} (\text{粒径} \geq 0.01\text{mm})$ を使用した。 P' 値を Table 4 に示す。

3.3 斜面からの流出土砂量

GIS(地理情報管理システム)は、その技術の発展、特に空間分析機能と立体表示機能の進化によって、土壤侵食の定量化および結果のイメージ表現において有効な手段となっている。小範囲における侵食機構に関する数理モデル研究や、放射性同位元素による広範囲の侵食過程の研究において、直接または間接的に GIS の機能が活用されている^{8,9)}。USLE 式に基づく黄家二岱流域の斜面流出土砂量を、中国資信会社が開発した地理情報管理システムソフト「地信之窓 (ViewGIS)」を用いて算定した。計算のフローチャートを Fig. 2 に示す。

Fig. 3 および Table 5 に、それぞれ黄家二岱流域における斜面の傾斜度別分布と分布面積を示す。傾斜度 8~15° が最多の 219.2ha であり、総面積の 38.5% を占め、次いで 15~25° および 25~35° が多く、それぞれ 158.2ha, 86.0ha で、総面積の 27.8% と 15.1% に相当する。ガリの面積は総面積の 10.3% に相当する 58.7ha である。

Fig. 4 は流域の土地利用状況を示したもので、宅地を含め、流域全体を 226 のブロックに分割している。農地面積は 342.7ha で、総面積の 60.1% を占め、急傾斜農地は農地面積の 41.9% に相当する 143.6ha である。林地、草地、荒廃地および宅地は、それぞれ 10.0ha, 62.5ha, 93.8ha, 6.2ha で、総面積の 1.7%, 10.9%, 16.5%, 1.1% に相当する。

Table 4 黄家二岱流域の傾斜度に対応した保全耕作の P' 値

傾斜度	斜面長 (m)	P' 値	
		等高耕作	等高帯状耕作
<2° (<3.5%)	<130	0.60	0.30
3~5° (5.2%~8.7%)	<100	0.50	0.25
6~8° (10.5%~14.1%)	<70	0.50	0.25
9~12° (15.8%~21.2%)	<40	0.60	0.30
13~16° (23.1%~28.7%)	<30	0.70	0.35
17~20° (30.6%~36.4%)	<20	0.80	0.40
21~25° (38.4%~46.6%)	<17	0.90	0.45
>25° (>46.6%)	>46.6%	1.00	0.50

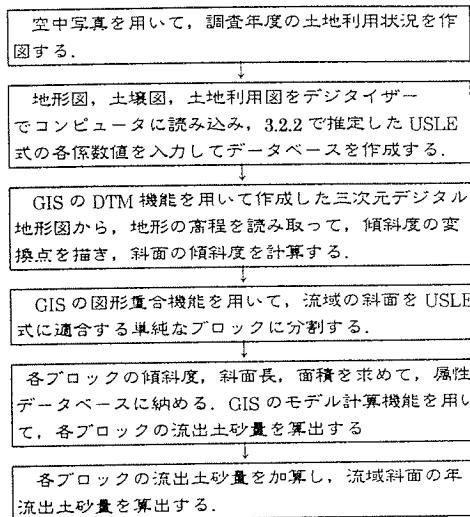


Fig.2 流域斜面の年流出土砂量の計算のフローチャート

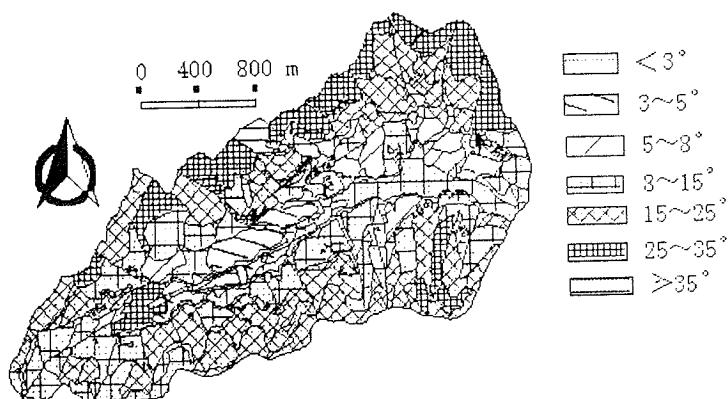


Fig.3 黄家二岱流域斜面の傾斜度別分布

Table 5 黄家二岔流域における傾斜度分布面積

級別	I	II	III	IV	V	VI	VII
傾斜度 (0°~5.2%)	0~3° (0%~5.2%)	3~5° (5.2%~8.7%)	5~8° (8.7%~14.1%)	8~15° (14.1%~26.8%)	15~25° (26.8%~46.6%)	25~35° (46.6%~70.0%)	>35° (>70.0%)
面積(ha)	19.8	21.3	45.2	219.2	158.2	86.0	20.2
百分率(%)	3.5	3.7	7.9	38.5	27.8	15.1	3.5

分割した全プロックの中から、USLE式に適合する斜面域のプロックを抽出し、流出土砂量を計算した。Table 6は土地利用別の年流出土砂量を示したもので、農地が総流出土砂量の53.7%を占めている。農地は、夏作が主で、作物に覆われる期間が短いばかりでなく、高い侵食性を有する降雨の前に作物の大部分が収穫されるので、極めて侵食され易い状態にある。農地の傾斜度は林地や草地よりも小さいが、単位面積当たりの流出土砂量は遙かに多い。荒廃地は多くが20°以上の斜面に分布しているが、多少とも雑草に被われているため、流出土砂量は農地よりもむしろ少ない。

各プロックの流出土砂量を基に、流域における斜面の流出土砂量を計算した。年流出土砂量26,288t/年は、単位面積当たり流出土砂量に換算して5,611t/km²・年、表土厚に換算して4.4mm/年となる。

引用文献：

- Wischmeier,W.H.and Smith,D.D.(1965) : Predicting rainfall erosion losses from cropland east of the Rocky Mountain, *Agriculture Handbook No.282, U.S. Department of Agriculture*, pp. 47
- Wischmeier,W.H.and Smith,D.D.(1978) : Predicting rainfall erosion losses, *Agriculture Handbook No.537, U.S. Department of Agriculture, Washinton D.C.*pp.58
- Morgan,R.P.C.(1995) : Soil Erosion Conservation, *Longman ,U.K.*, p. 63-82
- Lal(ed.)R.(1994) : Soil Erosion Research Methods, *Soil and Water Conservation Society, Ankeny, IA*, pp. 127-153
- 王万忠(1984) : 黄土地区における降雨特性と流出土砂との関係、水土保持通報, 5, pp. 58-60
- 種田行男(1976) : 降雨侵食の可能性を示す降雨係数の算定、農土論集, 65, pp. 15-19
- 黒龍江省水土保持研究所(1981) : 黑龍江省水土保持研究所集刊 26, pp. 26-37
- Busacca, A.J., Cook, C. A., and Mulla, D. J. (1993) : Comparing landscape-scale estimation of soil erosion in the Palouse using Cs-137 and RUSLE. *Journal of Soil and Water Conservation*, 48(4), pp.361-367
- Mellerowicz, K. T., Rees, H. W., Chow, T. L., etc. (1994) : Soil conservation planning at the watershed level using the Universal Soil Loss Equation with GIS and microcomputer technology: A case study. *Journal of Soil and water Conservation*, 49 (2) : pp. 194-200

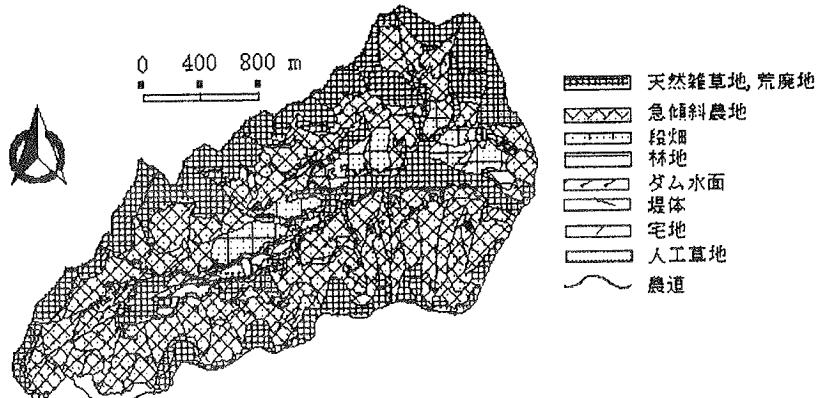


Fig.4 黄家二岔流域の土地利用状況

Table 6 土地利用状況別の斜面からの年流出土砂量

プロック No.	面 積 (ha)	傾 斜 度	利 用 状 況	年 流 出 土 砂 量 (t/年)	単位面積当 年 流 出 土 砂 量 (t/km ² ・年)
32	3.15	8° (14.0%)	農地	123.9	3,940
87	4.90	9° (15.8%)	農地	176.0	3,587
5	5.74	11° (19.4%)	農地	316.7	5,520
8	2.10	13° (23.1%)	農地	159.2	7,550
12	0.97	17° (30.6%)	草地	0.7	70
51	6.05	21° (38.4%)	草地	7.2	120
11	3.98	14° (24.9%)	林地	1.0	35
96	3.49	21° (38.4%)	荒廃地	66.7	1,910
90	5.19	23° (42.4%)	荒廃地	109.9	2,120
50	8.23	27° (50.9%)	荒廃地	157.9	1,920

14 県内各種土壤等の侵食特性について

赤土研究室 ○比嘉榮三郎 満元裕彰
仲宗根一哉 大見謝辰男

I. はじめに

県内に分布する土壤は赤色から黄色系の国頭マージ、暗赤色系の島尻マージ、灰色系のジャーガル及び褐色から灰色系の沖積土壤に大きく分類される。また、侵食を考える場合にはジャーガルの母岩となっているクチャ（島尻層群泥岩）の分布も重要となる。

このように県内には各種の土壤等が分布するが、これらの土壤等が侵食に対しどのような特性を示すのか具体的に比較・論議されたのは少ない。これまで国頭マージが最も受食性が高く次ぎにジャーガルとなり島尻マージは最も侵食を受けにくいとされている。

残念ながらクチャと比較検討された研究報告は、これまでほとんどない。

一方、当研究室ではこれまで降雨時に開発事業や農地などで発生した濁水のSS（浮遊物質量）を測定しているが、SS濃度の最高値や上位10ヶ所のデータの平均値を比較するとクチャが最も高く次いでジャーガルとなり国頭マージ、島尻マージの順に低くなる。

そこで今回、各土壤の侵食に対する抵抗性を評価する試験方法を考案し、この方法を用いて各土壤等について試験を行い、また、実際に流出源から出る濁水（以下、流出源濁水という）のSS濃度や粒度分布と比較検討したので報告する。

II. 方法

1. 試験期間

平成9年4月～平成10年5月

2. 試料の採取

県内の主要土壤である国頭マージ 22検体、島尻マージ 23検体、ジャーガル 21検体及びジャーガルの母岩となっているクチャ 21検体とした。

また、島尻マージにクチャが客土された土壤サンプル 3検体も用いた。

3. 試験方法

(1) 水分散性土粒子の浸出試験

風乾した土壤等100gを有詮メスシリンダーに入れ、水道水で500mlにメスアップし1分間（30回）上下に転倒後、1分間静置し上澄みの400mlを分取、試験濁水とした。この試験濁水（浸出濁水）のSS濃度や粒度分布を測定した。

SSはJIS K 0102に準じて測定し、粒度分布は島津製作所製レーザー回折式粒度分布測定装置SALD-3000で測定した。

この操作を同じ土壤等について連続5回行い、初回から5回までのSS濃度の合計量から浸出量を算出した。

(2) 粒度分布測定

浸出試験に用いた土壤の粒度分布は、ピベット法（国際法）と同様に過酸化水素で有機物を分解後、同様に島津SALD-3000で測定した。

III. 試験結果

1. 浸出濁水のSS濃度と浸出量の関係

1回目の浸出濁水のSS濃度（以下、SS濃度という）と浸出量の関係を図1に示す。

SS濃度と浸出量には正の高い相関関係（ $r=0.972$ ）があり、SS濃度が高くなると浸出量も多くなることがわかる。

そこで、SS濃度の平均値を土壤間で比較すると、クチャが最も高く次にジャーガルで国頭マージ、島尻マージの順になる。ジャーガルと国頭マージ、国頭マージと島尻マージの平均値の差の検定を行うと危険率1%で有意差ありの結果となった。

2. 実際の流出源濁水のSS濃度

これまでに測定した流出源濁水でSS濃度の高い上位10サンプルの平均値を図2に示す。

SSの最高値や平均値で比較するとクチャが最も高くジャーガル、国頭マージ、島尻マージの順となり、さきの室内試験の結果と同様な傾向を示した。

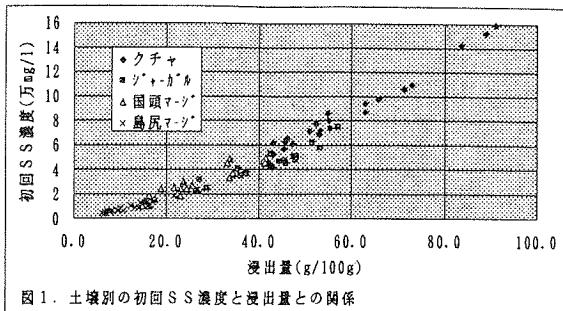


図1. 土壤別の初回SS濃度と浸出量との関係

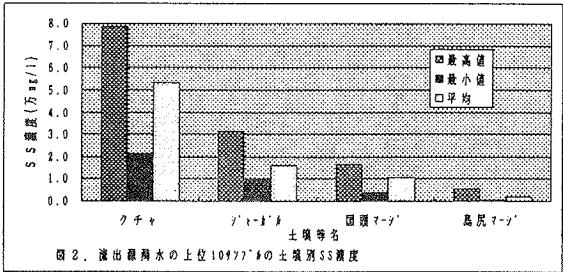


図2. 流出源濁水の上位10%の土壤別SS濃度

3. 土壤のシルト（粒径0.02mm）以下の割合と浸出濁水濃度との関係

浸出試験に用いた土壤等のシルト以下の割合を比較すると次のようになる。

クチャ > ジャーガル > 国頭マージ > 島尻マージ

さらに、土壤等のシルト以下の割合と浸出濁水のSS濃度との関係を見ると、シルト以下の割合が高くなると、SS濃度の最高値も高くなる傾向にある。

しかし各土壤別に見ると、特に島尻マージではシルト以下の割合が60%近くなってもSS濃度は2万mg/l以下と低く、土粒子は浸出されにくい。この原因としていくつか考えられるが、その中でも土壤の団粒化が最も大きな要因となっている。

IV. まとめ

土壤侵食に影響を及ぼす因子として土壤の粒径、団粒化度及び分散性など多くの指標が提案され、侵食量との関係が論議されているが一概に判断できないのが現状である。

そこで今回、これらの指標の代わりに、水により分散する土粒子のSS濃度を測定する方法で県内土壤等について試験を行い、次のような結果が得られた。

1. 土壤等の侵食性の評価は、次のようになる。

クチャ > ジャーガル > 国頭マージ > 島尻マージ

今回の浸出試験や実際の流出源の濁水濃度を比較する限り、クチャやジャーガルの方が国頭マージに比べ侵食に対し弱いことがわかった。

2. クチャの侵食性が特に高いことが明らかになった。

実際の工事現場でも、今回のような浸出試験を行い土壤等の流出量を予測し、適切な対策を採用することで土壤流出を防止することが可能となる。

15 2次元室内透水試験による不織布シートの透水性に関する実験的研究

琉球大学工学部生 ○宮城 かおり

琉球大学工学部 上原 方成

原 久夫

導プランニング 和宇慶 ミツ子

1.はじめに

沖縄本島北部に広く分布している国頭まあじは、傾斜地に広く分布して受食性土壌であることから侵食され出しやすい素因を有している。国頭まあじは、降雨によって侵食され濁水となって傾斜面に沿って、河川や海域に流出するため、「赤土汚染」として問題となっている。沖縄では、台風などによって集中的に雨が降るため、現状での沈砂池では十分に赤土流出防除を行うことは困難である。

これまでの研究¹⁾では、不織布シートの赤土粒子の付着、目詰まりに伴う透水性能の低下過程の評価を行ってきた。その研究を基として本研究では、沈砂池で砂層などと併用し使用され、その透水性に優れた実績を示しつつある不織布シートを用いての赤土流出防除を目的とする濁水に対する室内透水実験を行った。

2. 実験方法

実験方法としてアクリル水槽の前面部に不織布シート(厚さ:0.025cm,透水係数:1.04×10⁻²cm/s), 水槽内部に砂止めシート(厚さ:0.7cm,透水係数:6.67×10⁻¹cm/s)を設置する。そのシートの間に砂を入れ砂層(高さ:55cm,幅:20cm,密度:1g/cm³)を作る。ただし、砂層なしの場合は前面部に不織布シートのみを設置する。背面部より赤土濁水(濁度:600ppm)を給水し、定水位になった時点で測定を開始する。透過後の濁水はアクリル円筒に集められ、その時点での水圧を差圧計によって測定することにより流量を計測する。

なお、実験で用いた試料土の物理特性は表-1に示す。また、実験装置の概略を図-1に示す。

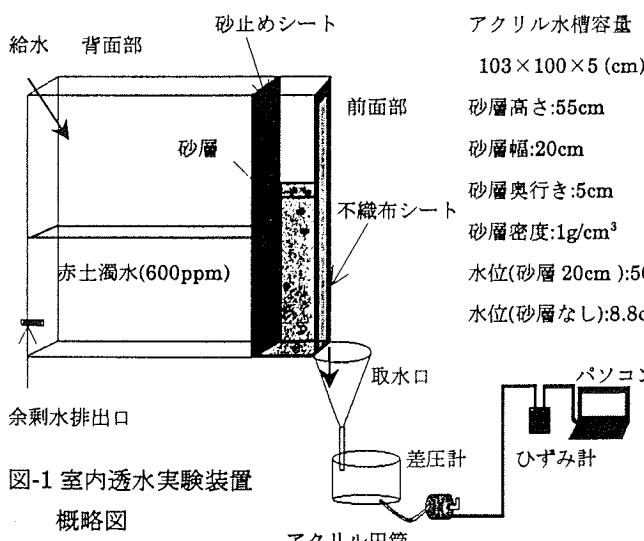


図-1 室内透水実験装置
概略図

アクリル水槽容量	赤土(石川市郊外より採取)
103×100×5 (cm)	レキ分(%) 25.8
砂層高さ:55cm	砂分(%) 32.5
砂層幅:20cm	粒度特性 シルト分(%) 25.7
砂層奥行き:5cm	粘土分(%) 16.0
砂層密度:1g/cm ³	分類 SM (シルト質砂) 2.690
水位(砂層 20cm):50cm	土粒子の密度 (g/cm ³)
水位(砂層なし):8.8cm	液性限界 ω_L (%) 41.3
	塑性限界 ω_p (%) 27.5
<hr/>	
海砂	粒度特性 粗砂分(%) 22.4
	細砂分(%) 74.4
	土粒子の密度 (g/cm ³) 2.746
	間隙比 1.510
	透水係数 (cm/s) 2.85×10 ⁻²

表-1 試料土の物理特性

3. 実験結果

今回の実験での透水係数を算出した式は

$$q = \int_0^H kb \frac{h}{l} dh \quad \dots \dots (1) \quad \text{※ } q : \text{透水量(cm}^3/\text{s}) \quad dA : \text{断面積 } b \times dh (\text{cm}^2)$$

(1)式より

$$k = \frac{2ql}{bH^2} \quad \dots \dots (2) \quad \begin{aligned} k &: \text{透水係数(cm/s)} & k \text{ は不織布シート, 砂及} \\ & \text{び砂止めシートの平均透水係数とする.} \\ H &: \text{水位(cm)} & l: \text{透水長(cm)} \end{aligned}$$

(2)式より砂層幅 20cm の平均透水係数は $4.968 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$, また砂層なしの透水係数(不織布シートのみ) $2.583 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ という結果となった. 実験中, 水槽内に濁水中の粒子の大きいものは沈殿していた. 砂層なしの場合, 目詰まりを起こす大きい粒子が水槽内で沈下したために, 水槽内の濁水上澄み液濃度は 318~350 ppm であった. また透過後の濁水濃度は 210~250 ppm であったことから, 不織布シートのみによる赤土防除の効果について改善が必要であるといえる. 砂層幅 20cm の場合, 砂層を透過する赤土の多くは砂止めシートと砂層の間に付着しており, 透過後の濁水の濁度は非常に小さく測定は省略した.

図-2 より, 砂層幅 20cm の場合は, 一定量を保ちながら流出し, 単位時間あたりの流出量は $5.1 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{cm}^2/\text{s}$ であった. 砂層なしの場合には, 時間が経過するにつれ不織布シートが目詰まりを起こしてきたために徐々に流出量が低下していったと思われる. このときの単位時間あたりの流出量は $1.5 \times 10^{-1} \text{ cm}^3/\text{cm}^2/\text{s} \sim 7.1 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{cm}^2/\text{s}$ であった.

図-3 より, 砂層幅 20cm の場合, 水位が定水位になった時点では平均透水係数は, ほぼ一定となった. 短時間の測定のため平均透水係数はほぼ一定を保ったままであった. 砂層なしの場合, 流出当初の透水係数は $1.03 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ であったが 50 分後には $2.58 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ まで低下する.

4. まとめ

これまでの研究¹⁾によると, 不織布シートのみの透水係数は定常状態で 10^{-6} cm/s 程度であったのに対し, 今回, 砂を併用した場合には 10^{-2} cm/s 程度まで平均透水性が高くなった. それは, 砂によって赤土粒子のシート目詰まりを防いだためと思われ, 赤土除去効果は高くなつたといえる.

今後, 砂層幅を変化させ, 沈砂池設計の基礎データの一つとなる砂層幅を調べていく予定である.

5. 参考文献

- 野原 博豪: 赤土濁水による不織布シートの透水性変化に関する室内実験: 1997 年度 琉球大学卒業論文

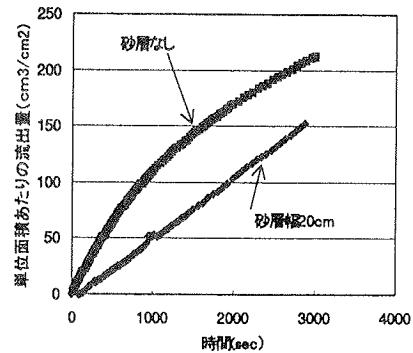


図-2 単位面積あたりの流量(cm^3/cm^2)と時間の関係

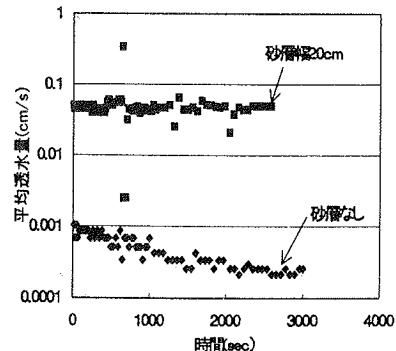


図-3 平均透水係数 k (cm/s)と時間の関係

16 不織布を用いた砂ろ過堤の浸透量に関する検証実験とその応用

株式会社 国 建

○真栄田義安

沖縄県土木建築部技術管理室 中村 栄秀

1. はじめに

不織布をフィルター材に用いた砂ろ過堤は、目詰まりを抑えて沖縄県赤土流出防止条例の排出基準内の濁水処理を可能にし、実用化の目処が立っている¹⁾。しかし、浸透量が不明確なために、ろ過・沈殿池の雨水調節容量の合理的な設定が困難となり、県土木建築部の赤土等流出防止技術指針（案）では、放流量の設定が明確にならない場合規模が自然沈殿池と同等に規定されたこともあって、その採用が十分に促進されていない²⁾。これまでに、不織布の目詰まりに伴う透水性の変化に関しては、黒崎ら³⁾（1996）の研究があり、不織布と砂を組み合わせた簡易試験装置を作成し透水係数を測定した、花城ら⁴⁾（1996）の先駆的な研究がある。しかし、いずれも室内試験による基礎的研究の段階であり、施設計画への応用には慎重とならざるを得ず、実際の現場施設を用いた実証的な研究が急務となっている。

そこで、当方式の普及を図るため、河川改修工事の水替用ろ過・沈殿池を用いた、ろ過堤の浸透量検証実験を考案・実施し、浸透量の観測を行った。本報告では、検証実験による当ろ過堤の浸透量観測結果を報告し、施設計画への応用について言及する。

2. 試験方法

当不織布併用砂ろ過堤は、図-1に標準的な構造を示すように、ろ過・沈殿池内の中切堤として用いられ、中央の砂材を不織布と栗石で挟んだサンドイッチ状の形状を有している。

試験は、実験用水の確保が容易な沖縄本島北部の屋部川及び安波川の河川改修工事に用いられた、水替え用ろ過・沈殿池3施設を対象に実施した。

試験は、図-1に示す①～③の各池の形状より、水位と貯水量の関係式を導き、満水位状態から放流管を解放して水位低下を計時観測し、低下水位から各池の貯水量変化を算出する変水位法を採用了。ろ過堤の浸透量は、図-2の概念図に示すように、①～③の貯水量変化の合計で求められる。この試験の採用理由は、流入水量の調節が面倒な定水位法を避け、観測作業の簡素化を図ったことによる。

なお、ろ過・沈殿池の施設計画に用いる浸透量は、ろ過堤に生じる水頭差が最大に達した場合の浸透量 (Q_c) であるが、本試験においては放流開始後、放流池④の水位が放流管の高さで安定するまでの間に、ろ過堤背後の③池の水位も低下するので、直接 Q_c の値を観測することはできない。よって、本観測結果を踏まえ、後に示すように透水理論を用い、ろ過堤の透水係数を導き、ろ過堤前後に生じる最大水頭差に対応した単位面積当たりの最大浸透量（浸透能： Q_{c_0} ）を算出する。

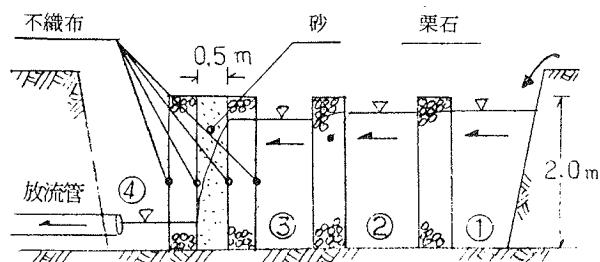


図-1 標準的な不織布併用砂ろ過堤の模式断面

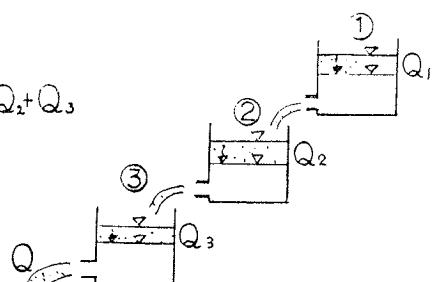


図-2 浸透量の算定の概念図

3. 実験結果及び解析

(1) 積算浸透量の変化

観測結果、上記3施設において算出される積算浸透量を図-3に示す。図に示すように浸透量は経過時間と共に変化し、ろ過堤の水頭差に応じて変化していることを示している。

(2) 水頭差指数と浸透能

ろ過堤の浸透量に関しては、図-4の模式図に示すような条件で、式①の関係が成立⁵⁾することが知られている。

$$Q = k / 2L \times (h_1^2 - h_2^2) \quad \cdots ①$$

ここに、 Q : 単位長さ当たりの浸透量 ($m^3/s\ sec$)

k : 透水係数 ($m/s\ sec$)

L : 浸透層の厚さ (m)

h : 水位 但し、 $(h_1^2 - h_2^2)$ を水頭差指数と呼ぶ

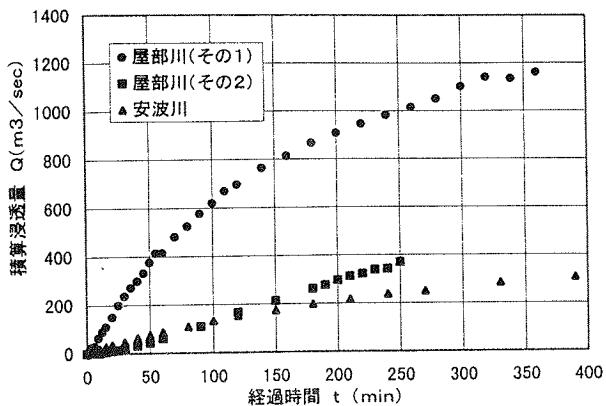


図-3 ろ過堤の積算浸透量

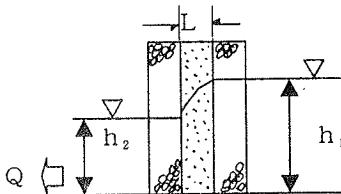


図-4 ろ過堤の浸透量と水位

そこで、本試験で観測・算出された浸透量 Q と水頭差指数 $h_1^2 - h_2^2$ の関係に着目して整理したのが図-5である。図に示されるように、データは屋部川グループと安波川の2つの異なる傾向を示している。今回実験を行った3つのろ過堤の構造は標準タイプ(図-1)であり、その形状はほぼ同じである。従って、図-5に示す両者の傾向の違いは、透水性の差であるものと判断され、以下に解析する。

(3) 平均的な透水係数

上記の観測結果に基づき、屋部川と安波川に分けて、ろ過堤の透水係数を求める。砂層の厚さは共に0.5mなので、式①より、 $L=0.5m$ となることから、

$$k = Q / (h_1^2 - h_2^2) \quad m/s\ sec.$$

ろ過堤の透水係数は、図-6、7に示すように、ある程度のバラツキは認められるものの、平均的には次のようにまとめられ概ね、ろ過材として使用される砂や不織布と同様な値となった。

<屋部川のグループ>

$$k = 5.5 \times 10^{-2} \text{ cm/s\ sec}$$

<安波川>

$$k = 1.1 \times 10^{-2} \text{ cm/s\ sec}$$

この透水係数の違いは、ろ過堤の目詰まりの進行と関係が深いものと考えられる。

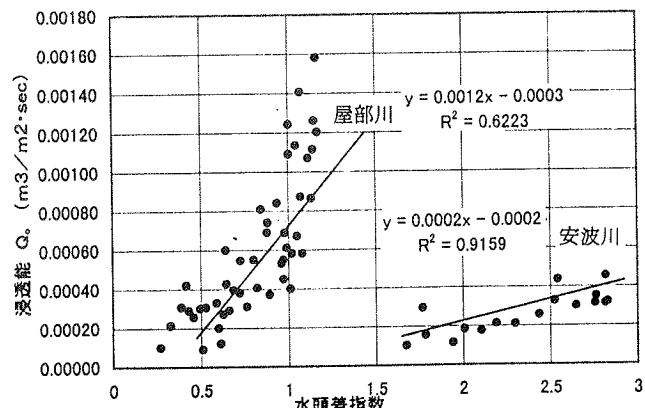


図-5 ろ過堤の供用期間による浸透能の違い

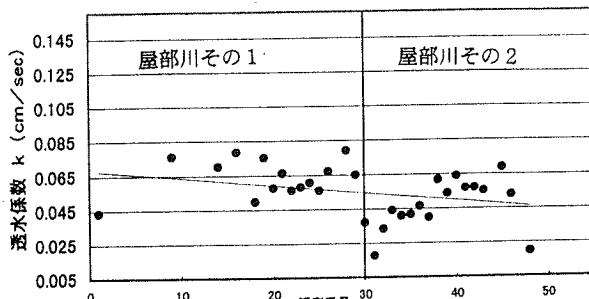


図-6 砂ろ過堤の透水係数(屋部川)

前者は供用後4～6ヶ月であるのに対し、後者は前年度より引き続き使用され12ヶ月程度の供用期間を有しており、浸透能の劣化が進行したものとみられる。

4. 施設設計画への応用について

前節で求めた、ろ過堤の平均的な透水係数を用いて、施設設計で必要な浸透能について算出を試みる。その際、次の点に考慮が必要である。

まず、図-5で示すように、ろ過堤の浸透量は堤の前後に生じる水頭差によって変化するので、浸透能は、ろ過堤に生じる最大水頭差の状態、つまり、ろ過・沈殿池が満水位の状態を設定する必要がある。また、実際の現場施設では処理水の放流に放水管を使用するケースが多く、管の取付け口の高さも考慮する必要がある。但し、放水管の径は、ろ過堤の放流量以上を排水できるよう設定するものとする。これらの点に配慮し、屋部川と安波川の2つのケースについて、ろ過堤及び排水管の高さに対応する浸透能の変化を示したのが、図-8及び図-9である。なお、この算定には式①へ、前節で求めた平均透水係数を代入している。

次に、ろ過堤の浸透能の劣化について考察する。ろ過堤の浸透能劣化の主な要因には、以下の5つが考えられる。

- ① 降雨の状況
- ② 工事の種類による使用頻度
- ③ 供用期間
- ④ 流入源水のSS
- ⑤ 不織布の洗浄等のメンテナンス

上記の要因のうち、①の自然条件を除き、施工計画の段階で、②から⑤の内容が想定されるものと考えられ、これらを踏まえた施設設計画へのきめ細かな検討が望まれるとところである。ここで、図-8と9の2つのケースについて注目すべきことは、標準的な、ろ過堤において、安波川の浸透能が屋部川に比べ1/3程度まで劣化しているものと観られることである。上述のように、浸透能の劣化には種々の要因が考えられるが、両者は、工事の種類や内容、ろ過・沈殿施設の用途等がほぼ共通していることから、③～⑤の要因が主に関係しているものと考える。

当ろ過堤方式における流入源水のSSとフィルターへの付着土量に関しては、関連のあることが指摘されている³⁾。技術管理室がおこなったアンケート調査²⁾によれば、次項の図-10に示すように、100 mg/L以下での排水処理は、流入源水のSSが1,000 mg/L程度以下の場合に達成されており、いわゆる「しきい値」の存在が示唆される。流入源水のSSが、これより高い場合には、放水管を閉じて沈殿を促進し、排出基準以下の水質を確保するなどの処理を実施しているものと考えられる。従って、この付近の値が発生源対策の徹底による流入源水SSの低減目標となる可能性があり、また、ろ過堤の劣化抑制に関しても、この付近の値が「しきい的な」意味を持つことも考えられ今後とも、ろ過・沈殿池の管理記録の蓄積が重要と考える。

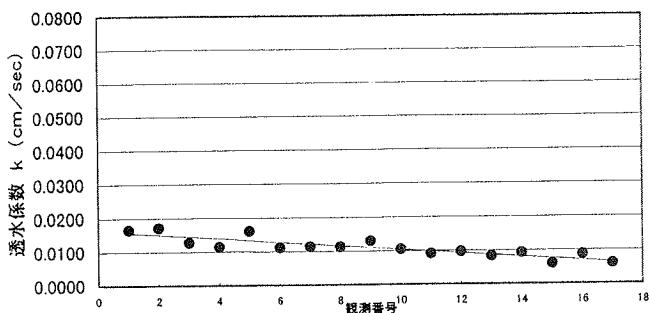


図-7 砂ろ過堤の透水係数の傾向(安波川)

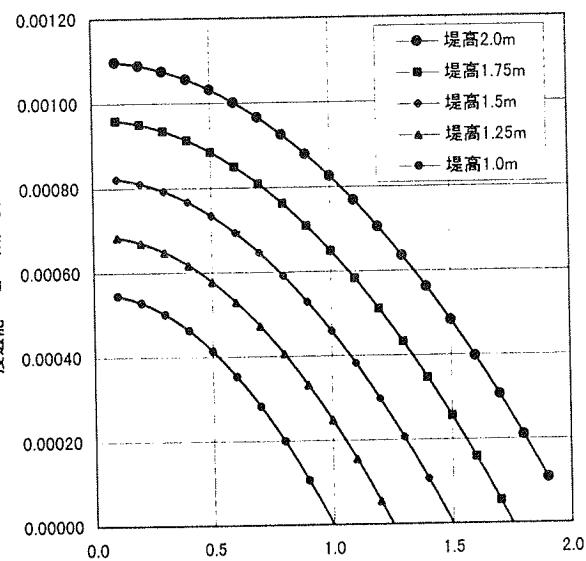


図-8 放水管高さと浸透能(屋部川 k=0.055 cm/sec)

以上のように、ろ過・沈殿池の施設計画に用いられる不織布併用ろ過堤の浸透能について、検証実験等に基づき考察を行ったが、浸透能劣化等の問題もあり、今後とも実績の積重ねが必要である。

今回行った変水位法による検証法は、現場での水位観測による簡便な手法であり、今後とも各現場で同様な検証を行なうことにより、浸透能劣化の機構を解明していくことが重要と考える。

5. おわりに

赤土流出防止の濁水処理法の中で、ろ過・沈殿池は、凝集沈殿池と比べ、2次的な環境負荷への危険性が低く、自然沈殿池に比べ施設規模を縮小でき、連続的に降り続く降雨に関する対応も可能なため、その普及が期待されている。

本報告は、最近実績があがりつつある不織布併用の砂ろ過堤の透水性について検証試験を行い、主要ろ材として使われる砂の浸透性と同等の $k = 10^{-2} \text{ cm/sec}$ オーダーの結果を得た。また、その結果に基づいて、施設の構造や、浸透能の劣化の要因等を考慮した施設計画への応用についても考察した。しかし、浸透能の劣化の機構に関しては、今後とも現場観測による実績を積み上げて検証していく必要がある。

なお、本実験は平成8年度及び9年度赤土等流出防止対策技術調査の一環で行われ、平成10年度には、この実験結果を含めた対策技術調査の成果をポケット版の「手引き」(仮称)に、取りまとめる予定である。

本実験を進めるにあたり、屋部川改修工事及び安波川改修工事現場の方々には、快く実験準備等の協力をいただいた。ここに、深謝致します。

参考文献

- 1) 原田昌光：赤土等流出防止対策の試験施工について、第9回沖縄地盤工学研究会、1996.
- 2) 沖縄県土木建築部技術管理室・株 国建：平成8～9年度 赤土等流出防止対策技術調査報告書.
- 3) 黒崎靖介・高田徹・和宇慶ミツ子：濁水の透過による不織布シートの透水性変化に関する基礎研究と応用、第2回赤土等流出防止技術交流会、1996.
- 4) 花城可英・大見謝辰男・比嘉栄三郎・橋本裕彰：シートと砂利、砂による濁水のろ過について、第1回赤土等流出防止技術交流会、1996
- 5) 建設産業調査会：改訂 地下水ハンドブック、p 84

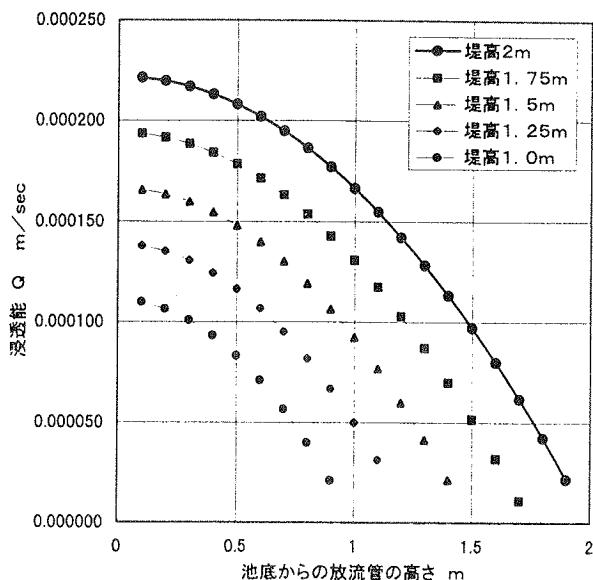


図-9 放流管高さと浸透能(安波川 $k=0.011 \text{ cm/sec}$)

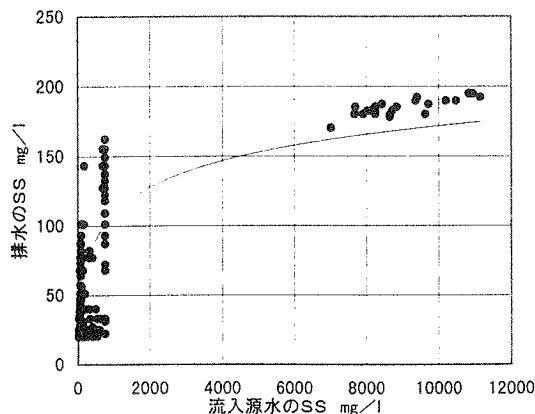


図-10 ろ過・沈殿池の流入-排水SS

17 不完全支持層を基礎地盤とした直接基礎形式の橋台・橋脚の設計

(株) 沖成コンサルタント 上地 申一

1. まえがき

沖縄県各島の周辺海域に広く分布する琉球層群砂礫層（以下「砂礫層」と記す）は、同一基礎内でもN値のバラツキが大きく成層状況の推定、設計時の地盤定数設定、支持層としての捉え方等に大きな差がある。

従来、この砂礫層地盤上に築造する重要構造物の基礎形式としては、構造的堅実性を重視して杭基礎を採用した設計が殆んどであり、原地盤の効果的な活用やその経済性への配慮はあまりなされていない。

宮古諸島のA地区において、N値3～50、層厚1～5mと変化する不完全支持層を基礎地盤として橋台・橋脚を設計する機会を得たので、設計時の技術的問題点、その対応策及び工事が完了した現時点での評価と今後の課題について報告する。

2. 橋梁の概要

本橋は宮古島とA地区とを結ぶ幹線道路に架設する1等橋で、その諸元は下記のとおりであった。

橋 長 : $L = 40.0\text{m}$ (支間 $I = 19.3\text{m}$)

幅 員 : $W = 24.0\text{m}$

上部工 : 2径間単純プレキャストホロースラブ桁橋

下部工 : 逆T式橋台及び橋脚

基 础 : 直接基礎

支持層 : 砂礫層 ($N = 3 \sim 50$)

3. 地層と構造物

橋台・橋脚部の11地点における地質調査結果から地層状況をまとめれば以下①～③のとおりであった。

- ① 構造物の基礎面直下にはN値50以上、層厚1～5m以上の締った砂礫層が分布していた。
- ② この層の下方にはN値3～4のゆるい砂礫層とN値30～50の締った砂礫層が1～5m以上の厚さで不規則に堆積していた。
- ③ 海底面下約16mには固結粘土層が存在していた。
なお、図-1は代表的な地層（B-3）と構造物（橋脚）の関係を示し、図-5は橋脚部の地質調査結果（柱状図）である。

4. 技術的問題点

同一フーチング内の各調査地点において、N値の変動が著しい不完全支持層を構造物の基礎地盤とするにあたっての技術的問題点は、以下、①～③のとおりであった。

- ① 砂礫層の立体的イメージ
- ② 砂礫層をどう考え、どう対応するか
- ③ 構造物の安全性の検討

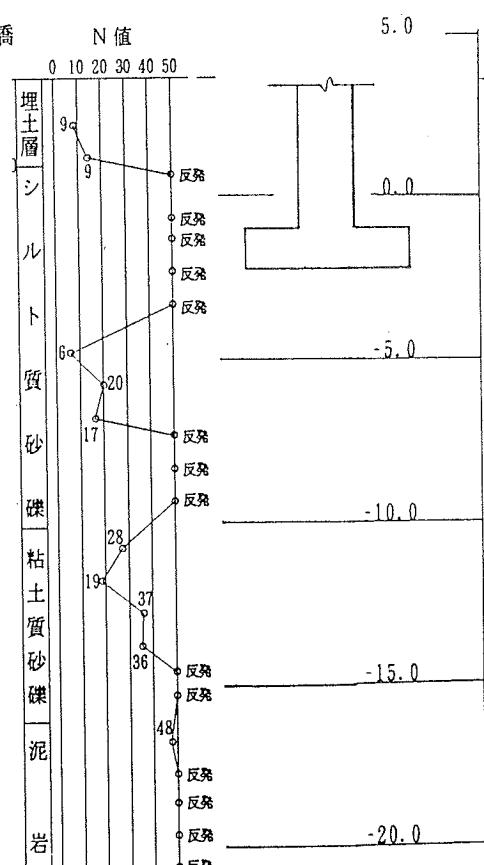


図-1 地層と構造物の関係

5. 採った対応策

1). 地層の立体的イメージ

砂礫層は構成状況や生成条件などから多種多様な性質を示す場合が多い。また、この地層はN値が大きくて層内にゆるい層を有していたり、ゆるい層と見られても杭打時に予想以上の抵抗があること等も多く報告されている。

今回実施した標準貫入試験におけるN値は、調査位置及び深さにおいて3~50の範囲で変化しているが、 $N \geq 30$ 砂礫及び石灰岩層を主体としている。しかし、その連続した層厚は2~5mで、中間にはN値3~4の地層の存在も部分的に確認された。

のことから、架橋地の地盤は琉球石灰岩や締った砂礫によって強固に骨格構造が形成されていて、その中にN値3~4、層厚1~2mの固結度の低いゆるい砂礫層が局所的に存在する図-2に示すような地層からなっていると考えた。

2). 砂礫層への対応

宮古諸島に架かる2つの離島橋の基礎工は殆んどが砂礫層下方の泥岩層を支持地盤とした杭基礎である。架橋地の地層もこことかなり類似しており、従来の基礎形式選定の考え方からすれば本橋梁の基礎工も杭構造となる。

しかし、地質調査における $N \geq 30$ の分布状況や類似地盤ヶ所における基礎杭及び仮締切矢板の打込み時の厳しさ等から、中小橋梁であればこの地層は直接基礎地盤として十分な支持力が期待できると考えた。

また、地盤反力のみで構造物基礎の断面を決定すると基礎面下方にゆるい層が存在した場合、支持力の不足や基礎地盤の変位などが原因してフーチングに設計時と異なる外力が作用する。これによって、剛性の不足による被害が懸念され、場合によっては構造物が破壊に至ることも危惧された。

したがって、構造物基礎の断面は地盤反力による決定のみでなく、基礎面下方のゆるい層の存在にも対応できる十分な剛性を有した構造にする必要があることを提案した。

3). 安定性の検討

N値が鉛直方向に変化する不完全支持層上に建築する構造物の恒久的な安全性の検討手法は下記①~④のとおりであり、図-3の手順問題点の解決を図った。

- ① N値によって地層を $N < 5$ 、 $5 \leq N < 30$ 、 $30 \leq N < 50$ 及び $50 \leq N$ の4つに区分して簡略化し、それに基づき構造物下層の鉛直方向バネ定数を算定する。
- ② 基準に基づき構造物の安定性と鉛直変位の検討を行い、断面形状及び鉄筋量を仮定する。
- ③ 外力に対して縦壁とフーチングで抵抗する逆T型断面に軸体をモデル化する。
- ④ この断面がスパン間を鉛直方向のバネで支えられた橋軸直角方向の単純梁として応力度及び変位量を算定し断面形状を決定する。

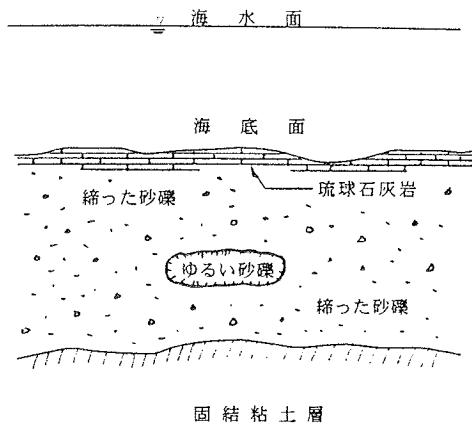


図-2 地層の模式図

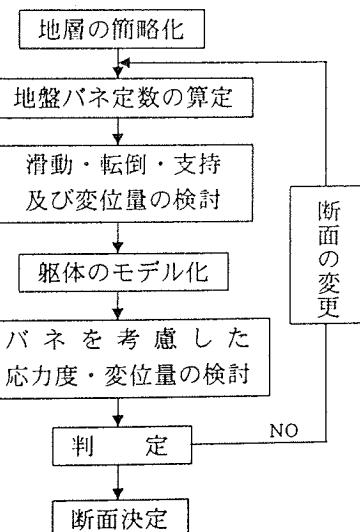


図-3 問題点解決の手順

※ A1 橋台・橋脚・A2 橋台部の地盤は類似しているため、以下、橋脚部についてのみ記述する。

構造物の剛性は応力度と変位量から検討した。これには支点の構造条件、支点・支間部のバネ定数及び支間長が影響することから、図-4に示す弾性地盤上の梁として構造系をモデル化した。

基礎面直下には硬い層が分布していることから、両支点はこの地盤を弾性支承 ($v=307,000 \text{ tf/m}$) とする

ピン構造とし、支間部は簡略化した地層群の最小地盤バネ ($Kv=17,550 \text{ tf/m}^2$) で支えられていると考えた。また、支間長としては硬い層の平面的連続が確認された 9.0m を採用した。

スパン中央における応力度及び変位量は表-1に示すように基準値内になっており、構造物は作用荷重に対して十分な剛性を有していると判断した。

さらに、基礎面下方のゆるい砂礫層への対応として、基礎幅を広げるA案、基礎地盤を置換するB案及び基礎地盤を改良するC案について比較検討した。

その結果、表-2に示すようにすべての比較項目において優れているA案を選定した。

表-1 応力度及び変位量

荷 重	89.59 tf/m
抵抗モーメント	782 tf·m
発生モーメント	715 "
応力度 σ_c	10 kgf/cm ²
" σ_s	1170 "
変 位 量	1.1 mm

図-4 梁の模式図

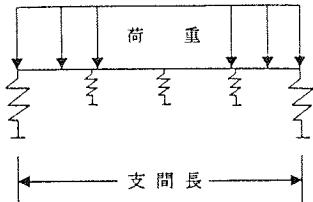


表-2 工法の比較表

比較項目	A案	B案	C案
施工 性	良い	悪い	悪い
施工時の安全性	良い	悪い	普通
経済 性	3000 万円	5000 万円	7500 万円
順 位	1	2	3

6. 評価及び課題

現在、沖縄県においては砂礫層の評価や効果的な活用及びそのための判定方法に関し、設計上の考え方の確立までには至っていない。

硬い礫や石灰岩の存在で仮締切矢板の打込み及び床壌は厳しく、床付面における載荷試験の変位量も小さかった。このことは、地盤が平面・鉛直的に連続した砂礫や石灰岩によって形成されているからだと考えられ、地盤は十分な支持力を有し構造物も安定していると判断した。

このことから、本設計は経済的で原地盤の特性を活かした実際的な対応であり、建設コストの縮減にも寄与できたと評価している。

砂礫層の成層状況の推定は基礎構造の選定に大きく影響し、構造物の剛性を梁にモデル化して検討する場合には、地盤係数の設定と支間長の考え方方が重要である。

復帰後、県内の沿岸部には多くの橋梁が建設されてきたが、道路規格の見直し等で今後改築の必要性が起きてくる。

安定性が高くかつ経済的な道路構造物整備への対応策として、沖縄特有の砂礫地盤の理論的・定量的な把握、及び地層の連続性の確認が可能な調査方法の開発などが今後の課題であると考える。

7. 参考文献

- ① 亜熱帯の風（具志幸昌教授退官記念誌）
- ② 池間大橋建設誌（沖縄県土木建築部）
- ③ 来間大橋設計報告書（沖縄県農林水産部）

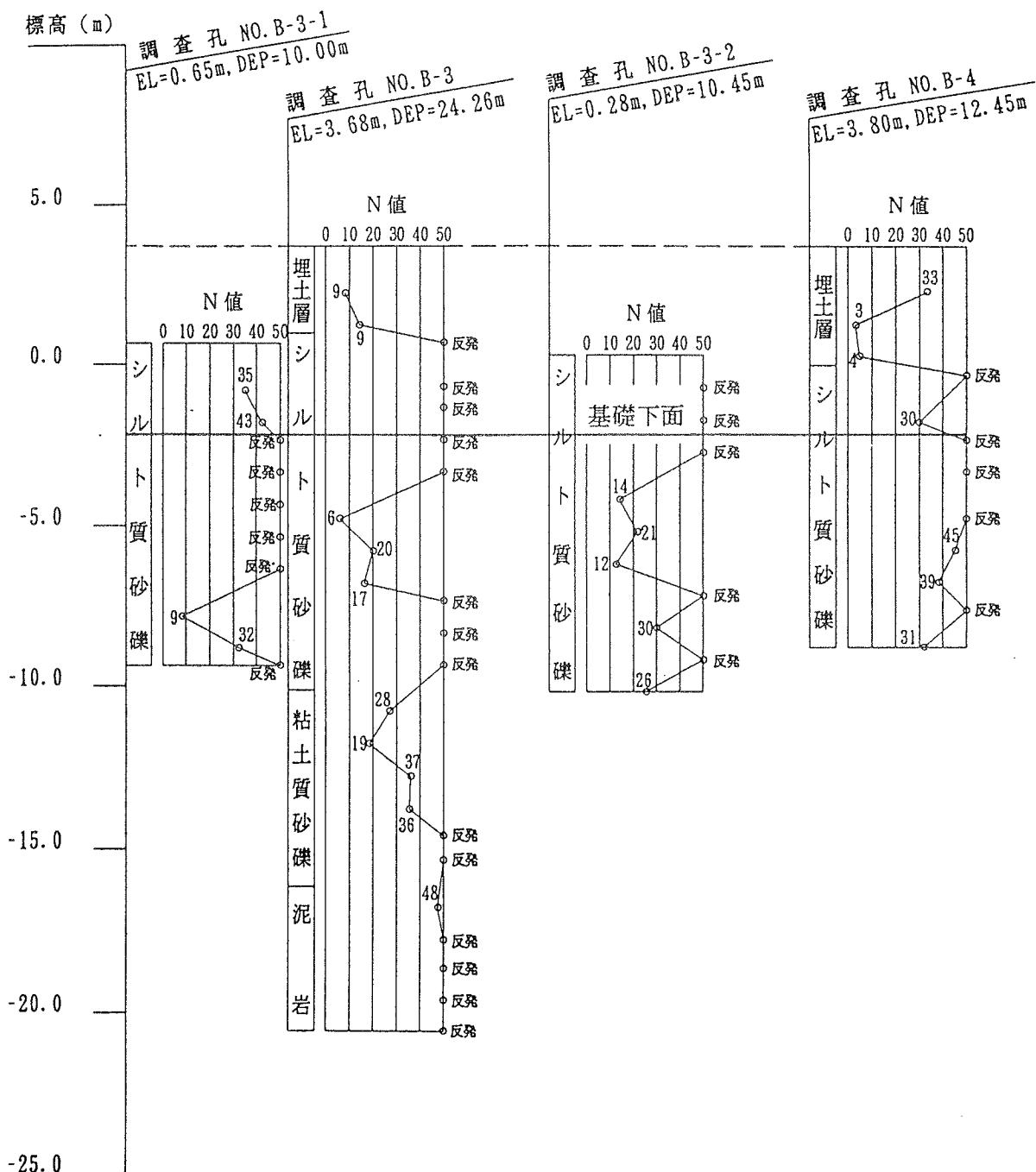


図-5 橋脚部柱状図

18 琉球石灰岩の形成史とその土質工学的評価について

Geological history of the Ryukyu Limestone and its geotechnical evaluation

黒田登美雄（琉大農）・古川博恭（九州東海大農）・小澤智生（名大大学院理学研究科）

1. はじめに

琉球層群は、島尻層群を不整合におおって分布し、この地層はさらに琉球石灰岩、国頭礫層及び段丘石灰岩に細分されている。そして琉球石灰岩と国頭礫層は同時異相で、段丘石灰岩は、琉球石灰岩を不整合におおって分布するとされてきた（Furukawa, 1979；木崎ら, 1984；河名, 1988）。

琉球石灰岩は、沖縄島をはじめ、南は与那国、八重山、宮古、久米、粟国、渡名喜、慶良間島から、北は奄美諸島・トカラ列島に至る琉球列島に広く分布する代表的な堆積物である。この琉球石灰岩は沖縄島・宮古島においては、島尻層群を不整合におおい、表面は赤褐色粘土質土壤に覆われることが多いが、海底下では、沖積層・現生サンゴ礁堆積物又は赤褐色粘土によっておおわれることがボーリング調査によって明らかにされている。この石灰岩は、第四紀更新世早～中期に形成された「琉球サンゴ海」のサンゴ礁堆積物がその後の地殻変動（ウルマ変動）によって隆起して台地化したとされている。

土質工学的にみると、琉球石灰岩は透水性が高い割には比較的安定しているため、近年帶水層として積極的に利用されている。とくに、沖縄島南部地域および久米島・宮古島等のように琉球石灰岩が広く分布している地域においては地下ダムを建設して、水資源確保のため帶水層として琉球石灰岩層を人工的に締め切って地下水を貯留している。

今回、筆者らは、屋我地島一古宇利島を結ぶ架橋計画のため実施された調査ボーリング試料等を調査し、琉球石灰岩の形成史とその土質工学的側面からの検討を行った。その結果、琉球石灰岩によって代表される琉球層群は、世界的な氷河性海面変動により、上部、中部、下部の3累層に区分されることを明らかにした。それぞれの累層の層序は、下位層に不整合で重なる礫岩・砂礫層、汽水性泥層、海進期の有孔虫一石灰藻石灰岩（サンゴ化石を含む）、海退期の砂層、陸上（氷期等の海面低下による）での風化を受けた赤色土壤の順で累重する一連の地層からなり、これらは氷河性海面変動の1つのサイクルに対応していることを確認した（黒田ら, 1997）。

地下ダムの建設等により琉球石灰岩層を帶水層（貯留層）として利用したり、または、橋脚等の人工構造物の支持基盤として利用する場合には、琉球石灰岩の形成史を踏まえた土質工学的な検討が、今後、ますます重要となると考えられる。

2. 調査地域の地質概要

本調査地域の古宇利島、屋我地島および今帰仁村一帯の地質については、高安(1976), Takayasu(1978), 古川(1982, 1983), 古川・大城(1988)などによって研究されている。本地域は、また、陸上に分布する第四紀琉球層群の代表的な分布地とされており、先第三系基盤岩類を切った北西—南東方向の構造線（断層）に規制されて形成された琉球層群の堆積盆地が存在している。

古宇利島と屋我地島との間には、水深3～5mの現世サンゴ礁堆積物を主体とする沖積層が分布し、屋我地島側には、運天港側の水道から分岐した水深10～14mの北西—南東方向へ延びる水道がある。この区間にいて平均80m間隔の海上ボーリングがなされ、この採取コアについて検討した。

本調査地域の海底地質は、周辺の陸上部に分布する先第三紀本部層（古期石灰岩、火山岩、チャート、粘板岩、砂岩）を基盤として、最大深度114mに達する第四紀琉球層群（琉球石灰岩、非石灰質砂礫、泥、風化赤褐色土）が分布する。そして、最上部に現海底面を形成する沖積層（石灰質砂～砂礫主体、サンゴ礫含む）が堆積している。その概要は以下のとおりである。

1) 先第三紀基盤岩類（本部層）

基盤岩である本部層は、灰色硬質石灰岩、粘板岩、凝灰岩などからなる。表層近くは、風化や断層運動により褐色粘土化、破碎化が進んでいる。このうち、古宇利島側は石灰岩が主体で、屋我地島側は千枚岩、粘板岩、凝灰岩などからなっている。

一般的な傾向として、本部層は、古宇利島では北部海岸沿いに石灰岩が露出し、一方、屋我地島では石

灰岩の他に千枚岩、粘板岩、凝灰岩などが点々と露出しており、いずれも海峡側へ向かって落ち込んでいる。

2) 琉球層群

海底下の琉球層群は、図2の模式断面図に示すように、浅海性サンゴ礁堆積物と風化褐色帯・赤褐色土とをセットとする4回の堆積サイクル (Sa/La, Sb/Lb, Sc/Lc, Sd/Ld) が認められる。各サイクルの特徴はつぎのとおりである。

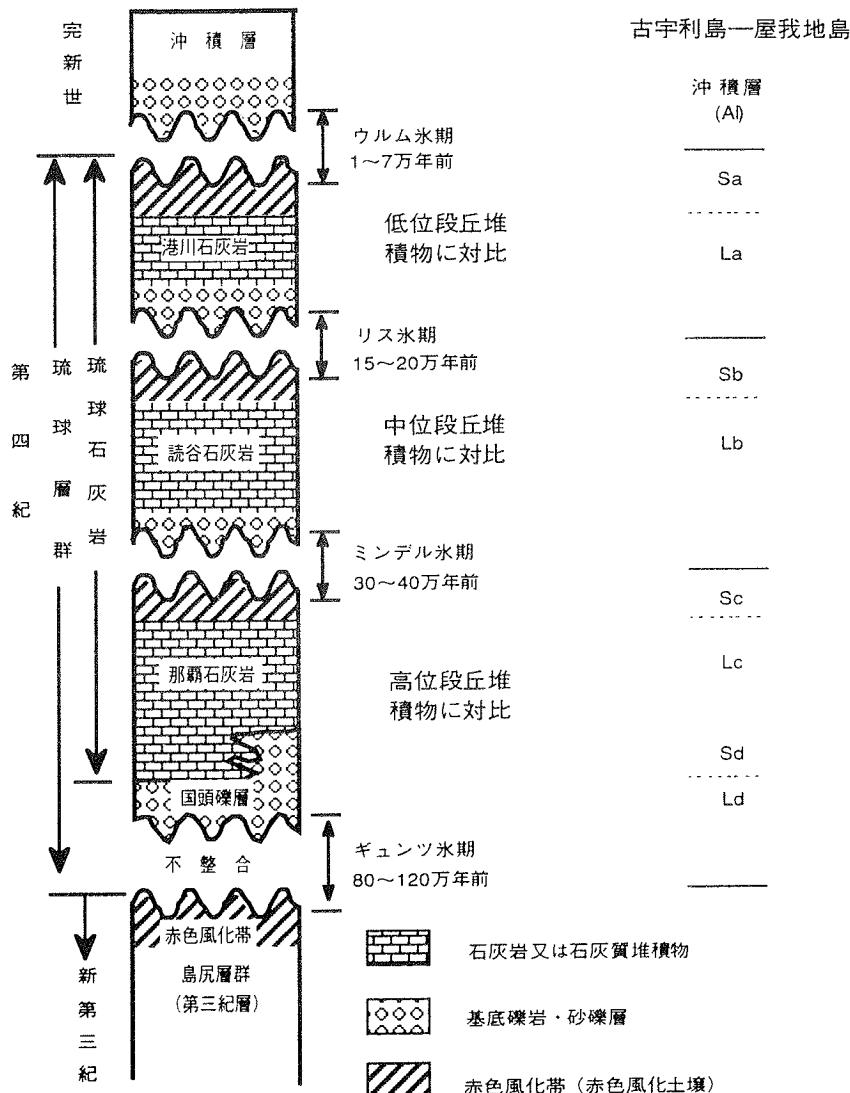


図2 氷河性海水準面変動による堆積サイクルと琉球層群（琉球石灰岩）の模式柱状図

(1) Sa/La (赤褐色土/粟石状石灰岩)

沖積層直下の琉球層群最上部を構成する地層で、古宇利島から海峡中央部にかけて分布し、ボーリング地点P16-2から屋我地島までの南側区間には存在しない。Laは粟石状砂質石灰岩を主とし、固結度は弱く、N値50以上が連続する地点は、古宇利島側のP3-2地点にすぎない。Saは、このLaをおおう陸源堆積物（風化土）である。

この地層は、周辺陸上部で高安(1976, 1978), Furukawa(1979)の低位段丘堆積物に対比されると思われる。その他、これに類似する地層としては、黒田ら(1997)による西表島と小浜島間のヨナラ水道海底下のボーリング調査で明らかになった琉球層群上部層に極めてよく類似している。

(2) Sb/Lb (赤褐色土/碎屑性石灰岩主体)

Sa/La の下部に分布する地層で厚さ20~40mに達する。主体の碎屑性石灰岩 (Lb) は、礫状を示すことが多い。N値はP3-2地点のように層厚20m以上にわたって50以上の値を示すところもあるが、大部分の区間はN値の変化が著しい。しかし、全体としては、Laよりもよく固結し、N値も大きい値を示す。この層の最上部を構成するSbは、Lb層の褐色~赤褐色風化土からなる風化帶で、風化粘土およびLb層の風化褐色帶も含んでいる。

Lb層の最下部には、しばしば、カキ殻化石を多量に含む層準がある。のことから、Lb層の堆積が汽水性に始まり、しだいに海進が進行し、サンゴ礁を形成していったことがうかがえる。本層は琉球層群中部層に相当するものと考えられる(黒田ら, 1997)。

(3) Sc/Lc (褐色風化帶/砂質・碎屑性石灰岩、泥層)

海底下の琉球層群下部を構成する地層で、礫質、砂質石灰岩とシルト主体の泥質堆積物とが複雑に分布している。一般に、上位に石灰岩質、下位に泥質なものが分布する傾向にある。本層は全体としてよくしより、N値は高いものが多いが、古宇利島側ではN値の変化が著しい。

一部の地点を除き、海底下では、本Lc層が琉球層群の下部を形成し、基盤の本部層と直接接している。本層の上位をおおってSc層が連続して認められ、褐色風化帶を形成しており、基盤岩の細礫を含む。Lc層は屋我地島側の水道直下から島の海岸付近まではきわめて断片的な分布しか示さなくなる。

(4) Sd/Ld (褐色風化帶/石灰質~非石灰質泥・砂・礫)

この地層は、屋我地島水道直下(P17-2地点)にのみ確認されている。よく固結し、N値50以上を示す石灰質~非石灰質泥・砂・礫からなっていて、琉球層群最下部に相当すると考えられている。本層は、海面下100~114m区間に分布し、本調査区間中の最も深い位置にあり、周辺陸上部では確認されていない。

本層の堆積は、この海峡に走る北西~南東方向の断層(F1, F2)の活動の初期に、断層活動に伴いグーラーベン状(地累状)に落ち込んだ低地に堆積した地層で、今から約80万~100万年前の更新世早期の地層に対比できる。そして、Sd層は、このLd層最表層部の風化帶に相当する。

3) 沖積層 (AI)

沖積層は、本調査地域全域の海底表層を構成する現世サンゴ礁堆積物を主体とする地層である。本層はサンゴ礁湖が形成されるため、前面のサンゴ礁の破片や後背地の陸域から流入した土砂およびサンゴブロックから構成されている軟弱層である。本沖積層は、Sa/La層を切って不整合に堆積しており、Sa層に刻まれる最終氷期の海水面低下時に形成された浸食面を埋積している。この層の最大基底面深度は、P17-2地点において海面下55mに達する。

3. 琉球石灰岩の問題点と評価

琉球層群は、沖縄地方では琉球石灰岩、国頭礫層などの更新世堆積物について総称したものである。従来、沖縄島中部以南等においては、琉球層群は上部と下部に大きく2分されるとしていた。下部は石灰質砂層と碎屑性石灰岩から構成され、この基底面は地表下80mにも達するとされていた。そして、上部は主として石灰岩を主体とする層で、岩相上A, B, Cの3層に区分される。下部層直上のC層中には、特徴的に大型有孔虫化石(サイクロクリピュウス)が含まれる。B層は石灰藻球石灰岩を主とし、一方、A層はサンゴ化石をよく含む石灰岩からなるとされていた。そして、C層からA層(C層→B層→A層)にいたる一連の岩相変化は、化石の面からみると堆積環境が次第に浅くなるような生相変化に対応する堆積の1サイクルが考えられていた。

ところが、今回の調査結果から図2に示すように、琉球層群には大きく分けて4枚の堆積サイクルと計8枚の地層に細分できることが明らかになった。琉球層群(琉球石灰岩)を地下ダム等の貯留層として利用したり、または、橋脚・人工構造物等の支持基盤として利用する場合における問題点とその評価について以下に述べる。

1) 風化土（赤褐色土～褐色土；Sa, Sb, Sc, Sdの各層）

この風化土は、琉球層群の堆積物とセットで各堆積期の後の相対的海退期において、堆積層をおおって形成した風化帯（表土～風化土）である。この風化帯は、それぞれの形成期の気候条件等によって、その理化学性、色調、土壤構造などに特徴があるのが一般的である。沖縄地方においては、石灰岩上に分布するものを島尻マージ、非石灰質地盤上に分布するものを国頭マージと呼んでおり、それぞれ特有の性質を持っている。

今回の海底ボーリング調査では、大きく4枚に区分される風化帯（風化土）があり、さらに断片的に挟まれるものも一部には認められる。この風化土の分類と、その性質は、琉球層群の分類、層序の決定、地質構造の検討の上からも重要である。今後とも、採取したコア試料の理化学特性、土壤学的記載（色調・構造・密度・粒度・圧縮強度等）が重要な情報をもたらすであろう。コアの観察から最も明瞭なものは、Sa, SbであるがScについては褐色石灰質砂層中に挟まる場合が多く、明瞭な色調、土壤構造が認められない地点もあるので、今後慎重に検討する必要がある。また、Lc, Ld層中に厚さ1～2mの薄い褐色風化帯が断片的に挟まれることが認められるので注意が必要である。

つぎに、この風化土の分布形状は、屋我地島側が一般的に浅く出現し、古宇利島側が深くなるような南から北に向かった地層全体の傾動運動を示唆している。この傾向は、本部半島北岸沿いに走る北西～南東方向の断層運動によって規制された堆積盆地の成因とよく調和している。

2) 琉球石灰岩（La, Lb, Lc, Ld）

ここでは、琉球層群中の石灰岩～石灰質堆積物を大きくLa, Lb, Lc, Ldの4つの地層に区分した（図2参照）。このうち、Lc, Ldに特徴的に認められる灰色泥～暗灰色・黒灰色有機質粘土層は、周辺の今帰仁村一帯、古宇利島、屋我地島の陸上部には分布しない。このことは、海底面下の断層運動によって落ち込んだ凹地を埋積した地層であると考えられる。この地層（泥層）については、これまで土質工学的、地質学的分析・解析がほとんどされていないので、今後はこの層に関して各種検討（堆積環境、時代、層序・層相、物理特性、力学特性など）を行う必要がある。

また、La, Lb, Lcの主要な層相である石灰岩、石灰質砂層についても、詳細な石灰岩の分類を始め、構造物の基礎または帶水層としての堆積相、岩級区分、風化区分、物理特性（透水性）、力学特性（圧縮強度）等について明らかにする必要がある。また、これら諸性質についての垂直方向・水平方向の空間的变化についても検討する必要がある。たとえば、P9-2地点においては、深度34～55m区間（Lb層）はN値50以上の良好な石灰岩が存在する。しかし、この地点から80m南方のP10-2地点では、同じ深度でN値は15～38の範囲の値を示し、50以上の値は存在しない。このように、琉球石灰岩は水平方向にも地盤強度が大きく変化することが知られている。

本地域の架橋予定区間海底下における琉球石灰層群の層相は、古宇利島側に石灰岩が厚く、屋我地島側に向かって薄くなる。一方、下部のLcおよびLd層中に認められる有機質を主体とする泥層は、F2断層側に厚く、かつ浅く出現し、古宇利島側に向かってこの泥層は、薄くなり、深度が深い位置に出現するようになる。このような岩相変化は、琉球層群の堆積環境と、その後の断層運動による地層の変位の結果を示しているものと考えられる。これらの原因についても十分な解析・検討を行い、架橋等構造物の基礎としての評価に役立てる必要がある。

4. おわりに

今回の琉球層群の細分類（Sa/La, Sb/Lb, Sc/Lc, Sd/Ld）は、西表島一小浜島における調査結果（黒田ら、1997）を参考にして、主にボーリングコアの肉眼鑑定によって区分した。今後は、各種地質解析（風化土コアのボーリング地点ごとの対比、琉球石灰岩の層相分類、岩質分類、含まれる化石の分類、大型有孔虫化石による対比、泥層中の花粉分析など）によって精度の高い対比と、その分類を行う必要がある。そして、現在作成している柱状図および地質断面図の修正を行い、琉球石灰岩の基礎地盤としての各層（Sa～Sd, La～Ld）の再評価を行うことが重要であろう。

19 古宇利大橋杭基礎における琉球石灰岩層の特性について

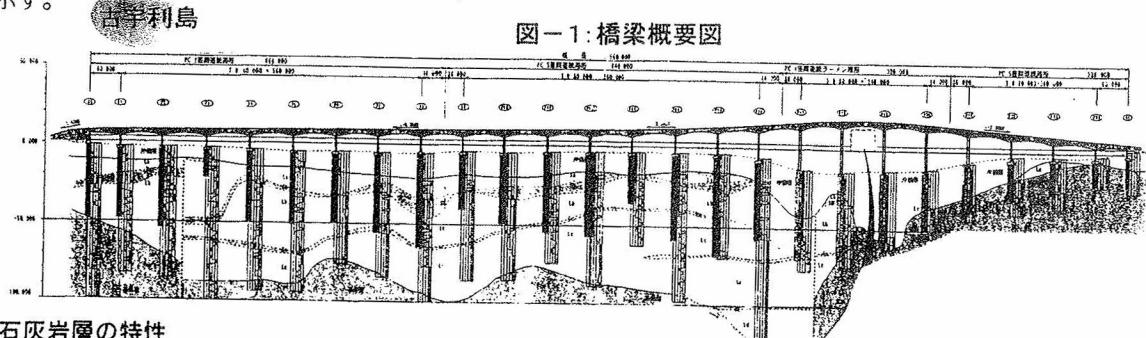
北部土木事務所 所長 屋良 朝廣
 主幹 大舛 久嗣
 ○主任技師 東浜 安邦

1. はじめに

復帰前から琉球石灰岩層を支持層とする杭基礎工事が数多く建設されてきたが、それは石灰岩層の特異性の闇いでもあった。特に顕著な事例は「泊大橋臨港道路」の杭基礎工事で、24橋脚の施工に6カ年も要している。沖縄県においては、今後の離島架橋等の重要構造物建設に際して、沖縄の特殊土のひとつである「琉球石灰岩層」の支持力の解明と合理的設計法の開発が望まれており、古宇利大橋建設ではその事をテーマに調査、載荷試験及び試験施工を行っているところである。今回は、載荷試験が全て完了していないため、杭基礎工における石灰岩層の特性、載荷試験結果（P3）及び試験施工の概要について報告する。

2. 計画概要

今帰仁村唯一の離島である古宇利島の離島苦の解消を目的として、名護市屋我地島間に古宇利大橋建設が計画され、屋我地～今帰仁村本島にワルミ架橋を建設して同時完成を目指している。橋梁概要図を図-1に示す。



3. 石灰岩層の特性

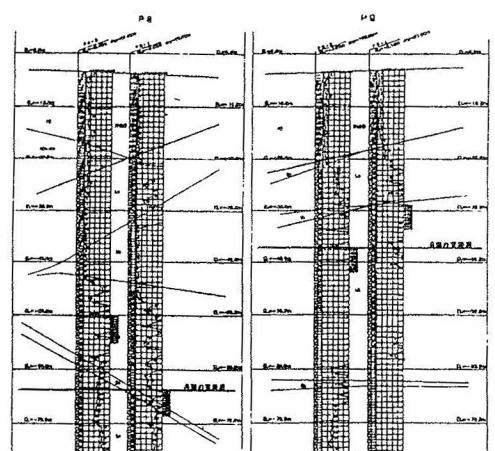
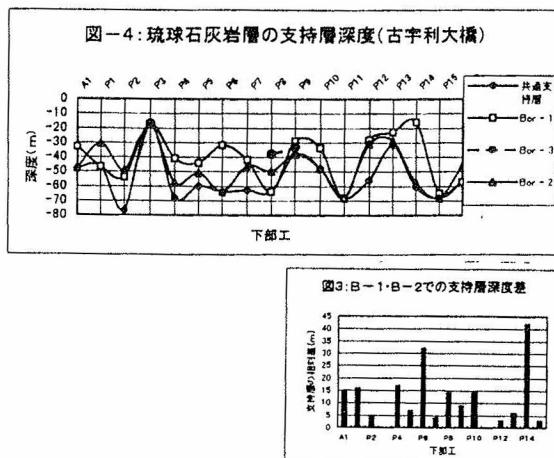
3.1 石灰岩層の問題点

石灰岩上に構造物の杭基礎を設ける場合の問題点として、以下の項目が挙げられる。

- ①固結度が場所、深さにより異なる。
- ②N値の分布は深さとの相関がみられず、横方向への連続性も不規則（規則性も判別できない）。
- ③現場載荷試験値とN値からの支持力算定値とに差がある。

代表下部工の土質柱状図を図-2に示す。

図-2：土質柱状図（P8, P9）



3.2 設計面での特性

(1)支持層の決定の困難 当初、予備設計においては支持地盤を最深部の基盤岩の本部層としていたが、上層の石灰岩層の支持層の可能性及びコスト縮減を目指して、「N値30以上で5m以上連続している石灰岩層」を支持地盤とした。表-1に単ボーリングでの支持パターンを、表-2に橋脚左右の複ボーリングでの

支持層ケースを示す。図-3にその支持層深度差を示す。図-4は、載荷試験テスト杭でのボーリングを含めた支持層深度の模式図である。

単ボーリングでは、支持層としてLb層が約7割を占め、Lc層が2割弱、La層が約1割となっている。橋脚1本のボーリングにより支持層の判断をしたのなら、Lb層でIIパターン(-30~ -50m)が大半を占めることとなる。ところが、橋脚横断の左右ボーリングでは同じ支持層深度パターンは3割強しかなく、6割弱も異なる深度パターンを示し、その相対差は平均12mで最大43m余(P14橋脚)のケースもある。このような石灰岩層のバラツキの変動を考慮して、各橋脚の支持層は、両方の支持層の定義を両方満足する層を「共通の支持層」として安全側に決定した。そのために、支持層深度が下がり、共通支持層は、-50以深のIIIパターン(Cケース)が6割弱を占め、単ボーリングのそれの2倍となっている。ケースの数字(0,1,2)は、深度パターン組合せのランク差を表しており、数字が大きいほど支持層の相対差が大きい。

表-1 単ボーリングでの支持層パターン

支持層深度	支持層			計	
	Lb層	Lc層	La層		
Iパターン (-30m以下)	P3-I-2	P9-1	P12-1		
	P14-1	P13-I-2			(7)
				22%	
IIパターン (-30~ -50m)		44%	(14)		
	A1-1	P1-I-2			
	P2-2	P4-1	P5-1	P6-1	
	P7-1/2	P8-2	P9-2		
	P10-I-2	P12-2			47%
IIIパターン (-50m以上)	P2-1				
	P4-2				
	P5-2				
計	3	21	7	1	32

表-2 複合ボーリングでの支持層ケース

下部計	B-1	B-2	複合サンドボーリング	上部計	深度差(m)	差別形式	
A1	I	I	(I, II)	II	B0	15	逐段杭(逐段)
P1	I	I	(I, II)	II	B0	16	
P2	I	I	(I, II)	II	C1	5	
P3	I	I	(I, II)	I	A0	0	打込抵抗(支持)
P4	I	I	(I, II)	II	C1	17	逐段杭(逐段)
P5	I	I	(I, II)	II	C1	7	
P6	I	I	(I, II)	II	C1	32	
P7	I	I	(I, II)	II	C0	4	
P8	I	I	(I, II)	II	C1	14	
P9	I	I	(I, II)	II	B1	9	中間杭(支持)
P10	I	I	(I, II)	II	B0	14	逐段杭(逐段)
P11	I	I	(I, II)	II	C0	0	
P12	I	I	(I, II)	II	C1	3	
P13	I	I	(I, II)	II	B0	6	打込抵抗(支持)
P14	I	I	(I, II)	II	C2	42	逐段杭(逐段)
P15	I	I	(I, II)	II	C0	3	

表-3: 載荷試験総括表

橋脚	静的(鉛直)	急速			静的(水平)
		動的(多点)	動的(杭頭)	動的(杭頭)	
P3		○	○	○	
P8	○		○	○	
P9	グラウト有り	○		○	○
	グラウトなし	○		○	

4. 基礎形式の選定

共通支持層の深度及び硬質中間層の打ち抜きの施工性を検討して以下の3基礎形式を決定した。

- ①鋼管打込み杭(支持): 支持層がLa層(ケースA0)で中間層の打込みが可能。
- ②中堀抜底ケラット杭(支持): 支持層がLb層(ケースB)で中間層の打込みが不可能。
- ③複合杭(摩擦): 支持層が-40m以深(ケースB・C)。

これまでの離島架橋と違って、特に際立っている点は共通支持層が-50~-70と大深度となり、長尺杭となっていることである。そのため、石灰岩層の周面力の期待できる場所打ち杭を生かし、水平抵抗力の期待できる鋼管杭のそれぞれの長所を生かした鋼管場所打ち(複合)杭が国内橋梁において初めて施工することとなったのである。さらに、摩擦杭とすることで杭長を短くできコスト縮減が可能となった。

しかし、P15橋脚の複合杭のように石灰岩層のN値が低い(10~20)と場所打ち部の周面力もさほど期待できなくなり、杭長が65m(内、場所打ち部46m)となる特異なケースもある。

また、石灰岩層の設計支持力の算出に当たっては、以下の設定(仮定)をした。

- ①杭先端極限支持力度 $q_d = 20 \text{ N}(\text{tf/m}^2)$ (石垣港橋梁の調査試験等を参考)

- ②鋼管の杭周面摩擦力度 $f_u = 1.0 \text{ N}(\text{tf/m}^2)$: 濱底大橋等の載荷試験結果を参考

場所打ち // $f_u = 0.5 \text{ N}(\text{tf/m}^2)$: 道路橋示方書の場所打ち杭を準拠

- ③軸方向バネ定数 K_v : 道路橋示方書の推定式を準拠(複合杭は、打込み杭の推定式を準拠)

5. 試験施工及び載荷試験

石灰岩層の設計支持力等の確認及び石灰岩層の支持力のバラツキを考慮し、打ち止め管理を容易にするため載荷試験を実施した。また、グラウト注入の施工性、複合杭場所打ち部の掘削施工性を確認する目的で試験施工を本杭を用いて実施した。

5.1 試験施工

(1) 石灰岩層を打ち抜く

複合杭の載荷試験用橋脚としてP8を選定した。先行杭(F1,D6)の鋼管部の施工において、La層の中間層の打ち抜き性を検討するため、油圧ハンマー(10tf)による動的載荷試験(杭頭計測法)を実施した。油圧ハンマーは、落下高さを8ステップまで自由に変える利点があり、それで打撃エネルギーを調整することが可能である。図-5に示すように、P8のLa中間層の打ち抜きに関しては、鋼管杭体(SKK400)の打撃応力を考慮(杭の座屈防止)して5ステップを最大とした。過去に濱底大橋、最近では海外のシンガポール・

図-5: ハンマの落下高さと杭の応力

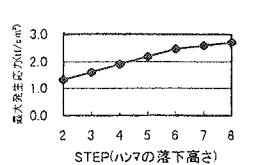
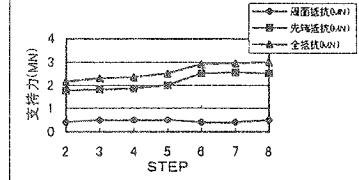


図-6: P8-La層での支持力(杭頭計測)



マレーシア第二連絡橋の座屈防止として打撃エネルギーを落として施工した事例が報告されている。杭頭計測法を用いた動的載荷試験の結果、図-6に示すようにP8(F1杭)-La層の支持力は、約3.0MN(306tf)であり、打ち抜くことが可能であった。このP8先行杭5本の中間層の打ち抜き試験よりP9の中堀拡底グラウト杭も油圧ハンマによるLa中間層の打ち抜きの可能性が生じたことにより、試した結果、ほぼ設計深度まで打ち込むことが出来た。そのため、P9基礎の工法を打込み方式に変え、残杭の施工に取り組んでいる。ところが、P8先行杭の中の1本(C1)が座屈していることが、Lb層の地質状況把握のためのチェックボーリングによりわかった。写真-1に示すように杭先端部での硬質石灰岩の偏土圧による座屈である。過去の石灰岩層の施工における座屈の事例は、ほとんどが同様のケースを示している。これも硬軟質の石灰岩層の特異性のひとつである。今後は、杭の性能・品質を完全に保証するため、杭先端の補強を補強バンド($t=9mm, L=30cm$)から先端板厚の1.5倍以上で杭径の2倍以上の長さ(API基準を準拠)として取り組む予定である。

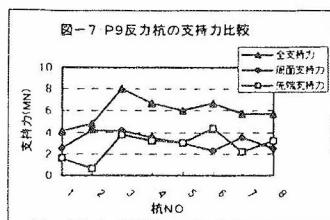
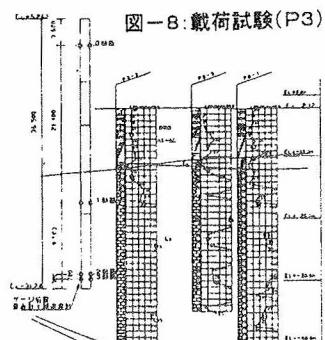
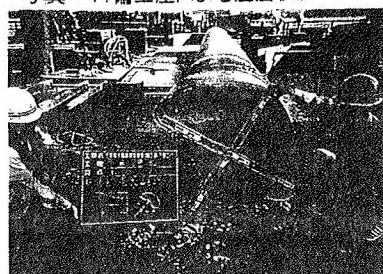


写真-1: 偏土圧による座屈状況(C1)



(2)杭を止める

石灰岩層の鉛直・水平方向の強度の不規則性により、杭の打ち止め深度の問題がある。過去の施工事例においては、瀬底大橋のP4橋脚での打ち止め深度の相対差が最大11.7mとなっている。図-7は、P9での鋼管打込み杭8本の設計打ち止め深度における支持力を動的載荷試験(杭頭計測法)で行ったものである。全支持力は、4～8MNとバラツキがあり、特に先端支持力が0.6～4.4MNとバラツキ、しかもB4杭は、0.6MNと摩擦杭の状態となっている。継ぎ杭をして支持力を確保する必要があるが、10m継いで打ち込めば支持力が確保できるのか、神のみが知るばかりである。

(3)石灰岩層を掘る

当初の施工計画では、複合杭の場所打ち部はアースドリル工法であった。これは、海外での同工法がアースドリル、リバース及びロックオーガー工法による鋼管をケーシングとした素堀方式であったためである。硬軟入り混ざった石灰岩層を素堀で掘ることは、特に孔壁の崩壊、逸水の問題等が課題として懸念されたが、トラブルが続出した。アースドリル機のロックオーガー破損、素堀部での孔曲がりの発生(2本)、孔壁崩壊によるズリの堆積2本(6、11m)である。

対策方法を検討した結果、場所打ち杭の施工を確実にするために全周回転機によるオールケーシング工法の変形版を考案した。鋼管先端に特殊ビットを取り付、鋼管をケーシング兼用として回転圧入する鋼管ケーシング工法の誕生である。現在、2基の全周回転機で載荷試験を目指して石灰岩層を掘っている。

5.2 載荷試験

石灰岩層の支持力特性の確認、杭の打ち止め等情報化施工による管理の確立及び石灰岩層における杭基礎の合理的な設計を目指して載荷試験を計画した。表-3に載荷試験の概要を示す。

特徴的なことは、県内で初めて急速載荷試験と動的載荷試験(多点測定法・杭頭計測法)を行い、静的載荷試験とのキャリブレーションを把握する点にある。

特に、石灰岩層のように不規則性のある地盤では、コストのかかる静的載荷試験を数多く実施することは困難であるため、安価な動的載荷試験なら支持力の確認、打ち止め管理に多用することは可能である。外国では杭の施工管理に動的載荷試験を活用する基準が明確化されて使用されているが、国内では未だ載荷試験の基準化がない。そのため、同一テスト杭でのそれぞれの載荷試験を行って支持力の相関性を把握する必要がある。今回は、P3橋脚で実施した急速載荷試験の概要を報告する。

急速載荷試験は、静的載荷試験と動的載荷試験の中間的な特徴を持つ、杭の簡易載荷試験法である。試験は、杭頭に載せた反力マスを特殊な推進剤の燃焼ガス圧力により打ち上げ、その時に発生する慣性反力を杭頭に載荷する鉛直載荷試験方法である。標準的には、反力マスを20Gの加速度で打ち上げ、約0.1秒間の荷重を杭頭に載荷する。図-8にテスト杭の土質構成及び計測装置を示す。また、除荷点法解析の結果、杭

頭における静的地盤抵抗力は、9,025KNで、設計支持力(5,940KN)を上回るものとなった。図-9に、杭頭荷重～変位曲線を、シグナルマッチング解析結果及び直接ひずみゲージの読みとりによる杭の軸力曲線を図-10に示す。

急速載荷試験前に、時間経過に伴う支持力のセットアップの確認を目的として、多点測定法及び杭頭計測法による動的載荷試験を実施した。杭頭計測法は、杭頭部のセンサー（ひずみ計・加速度計）で打撃力による波動の後退波をキャッチして解析するが、多点測定法は、進行波のみで解析が可能である。周面抵抗力の大きい地盤では、多点測定法が有効となる。図-11に、最大落下高さ(1.5m)8段階1回のみによる周面支持力等のセットアップの状況を、図-12に杭先端の測定点で得られた軸力と速度の波形からCASE法によって求めた先端支持力と打撃力の関係を示す。

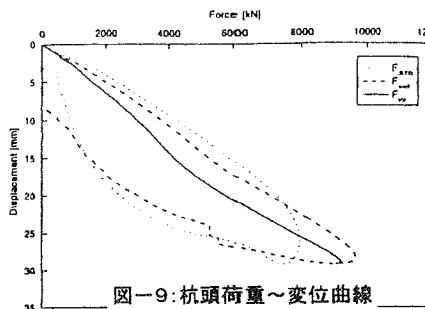


図-9: 杭頭荷重～変位曲線

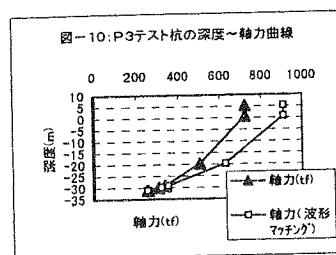


図-10:P3テスト杭の深度～軸力曲線

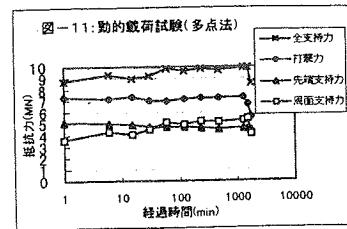


図-11: 動的載荷試験(多点法)

6. 石灰岩層の支持力特性

P 3 載荷試験による杭基礎の支持力特性の結果を表-4に示す。

(1) 杭の最大周面摩擦度 f_u : 設計で仮定した 1.0 tf/m^2 に対して最低、5倍強(5.6 tf/m^2)以上も発現している。道路橋示方書の $0.2\bar{N}(\text{tf/m}^2)$ 程度は発現している可能性はあるが、残りの P 9, P 8 の静的載荷試験の結果を考慮して総合評価をする予定である。

(2) 杭の極限先端支持力度 q_d : 急速載荷試験では、計画載荷荷重が不足となつたため、L a 層の降伏荷重程度までしか地盤抵抗力は発揮出来なかつた。そのため、先端支持力は極限まで達することなく、設計の5割となっている。動的載荷試験（多点法）においては、図-12に示すように $5.1\text{MN}(520\text{tf})$ で塑性化しており、設計値程度発現している。P 9 L b 層及び P 8 L c 層の鉛直載荷試験の結果を含めて総合評価する予定である。

(3) 杭の軸方向バネ定数 K_v : 設計 $K_v(402 \text{ tf/cm})$ に対して、8割程度となっている。L a 層（栗石石灰岩層）自体のバネ定数が、道路橋示方書で示している打込み杭における内地一般の砂質土のそれよりも2割も低い結果となっている（図-13）。P 9 L b 層の鉛直載荷試験と合わせて総合評価する。

(4) セットアップ 図-15に示すように、周面支持力がセットアップの傾向を示し、おおよそ100分経過で一定値に収束する傾向を示している。その時のセットアップ係数は、ほぼ1.5である。

先端支持力は、時間の経過とともに減少傾向となっているが、杭の周面支持力の回復によって杭先端へ到達する打撃力が小さくなつたためと考えられる。

表-4: 載荷試験結果(P3)

支持力項目	設計値	試験値(急速)	試験値(多点)	セットアップ
周面摩擦度 $f_u(\text{tf}/\text{m}^2)$	1.0	9.2	7.2	1.5
先端支持力度(tf/m^2)	$20\text{H} = 640$	318	602	1.0
(先端支持力) tf	(503)	(250)	(520)	
杭頭バネ定数 $K_v(\text{tf}/\text{cm})$	402	318	-	

図-12: 打撃力と先端支持力

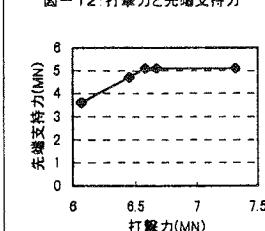
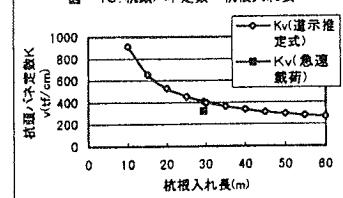


図-13: 杭頭バネ定数～杭根入れ長



7. おわりに

以上述べたように、石灰岩層における杭基礎の形式は、調査手法及び施工法と密接に関連している。合理的な設計を行うために、必要な調査方法、ボーリング数をどうすればよいのか、簡単な命題ではあるが、石灰岩層での杭基礎を設計・施工するに当たつては難しい課題である。

全ての載荷試験結果の総合解析・評価を行い支持力の解明が出来れば、次回の機会に報告したい。

20 港湾構造物の耐震設計におけるサンゴ礫混じり地盤の取り扱い

沖縄総合事務局 開発建設部
港湾計画課 親泊 正孝

1. はじめに

沖縄は我が国唯一の亜熱帯性気候に位置し自然条件も本土とは大きく異なる。第一に挙げられるのは、先ず、台風の常襲地域であることと、サンゴ礁に囲まれた島々から成り立っているというところであろう。台風による強烈な波浪がサンゴ礁を襲い、その結果、折損などによりサンゴ礁が海域へ堆積し、工学的に複雑な地盤特性をもたらしている。

港湾構造物の耐震設計の課題は阪神・淡路大地震による未曾有の災害を契機として、全国的重點施策として耐震強化岸壁の整備の推進を図ることとなった背景を持つが、沖縄にとっては全く新しい課題である。著者は、ここ数年サンゴ礁混じり地盤における港湾構造物の耐震設計を行うにおいて当該地盤をどのように取り扱うかを調査・研究して來たので、石垣港での耐震強化岸壁(-9.0m)の設計事例を踏まえ関連事項を本土での一般的な例と比較しながら、いくつかの新しい知見をここに報告する。

2. 静的耐震設計の順序

一般的に、静的耐震設計は図-1 のようなフローで行われる。フローの左手は、通常行われている「港湾の施設の技術上の基準」¹⁾による方法で、地域別震度は河角博士による歴史上の多くの地震被災例を解析した結果得られた 75 年期待値を基に得られたものである。フローの右手は、耐震岸壁など重要構造物の耐震設計で行う方法で、設計震度を求める式は野田ら²⁾によるものである。フロー中の SHAKE は地震のせん断波の進行による地震加速度の算定に最も良く使われる簡易なプログラムである。理論は 1 次元の等価線形化手法により重複反射

モデルにより地震応答計算を行うものであり、手続きとしては、①八戸港、大船渡港で取得された地震データ波形などを使い、入力地震動・地盤モデル、せ

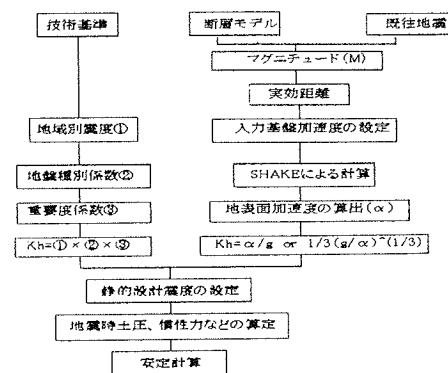


図-1 静的耐震設計のフロー

ん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性の設定、②線形モデルによる応答計算で有効ひずみに適合する土質定数の収束の判定、③加速度、応力、ひずみ、フーリエスペクトル、伝達関数の出力、となる。この SHAKE による地表面加速度を求める際に問題になるのが、入力基盤加速度と地盤のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性である。これらについては後に述べる。

(1) 石垣港でのサンゴ礁混じり地盤の特性

当局のマニュアル(案)³⁾では細粒分及び、礫分含有量で、地盤が砂系か粘土系かを判断している。この岸壁周辺において Ams 層と呼ぶ沖積層は細粒分が 20~60% を占め、また、礫分が殆ど 50% 未満であった。結局、粘土系と判断したが図-2、3⁴⁾や他の物理定数を見ると、砂系と見ることもできる。

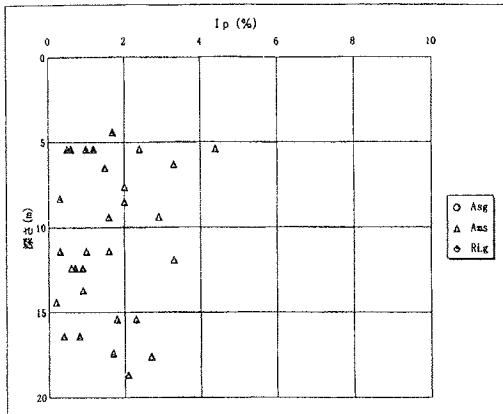


図-2 塑性指数(Ip)の分布

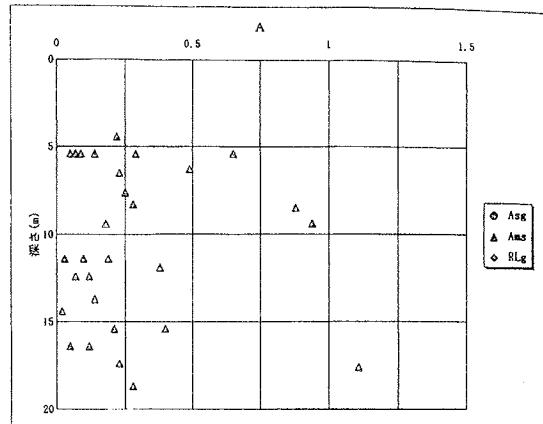


図-3 活性度(A)の分布

(2) 入力基盤加速度

八重山諸島ではかなりの海底断層が見られる。断層の連なりの長さから所定の式を使えばマグニチュードが得られ、そのマグニチュードと断層から対象地域までの距離を用いると対象地域での基盤加速度が求まる。石垣港での検討でもこれらの検討を行ったが沖縄県策定の「地域防災計画」⁵⁾に示されている断層モデルを基に入力基盤加速度を検討し、これによる値を実際の設計に用いた。結果は 260gal であった。これを、図-1のフローに従い、Kh=0.23 を得た。技術基準の式では耐震強化岸壁である事から重要度係数を最大の1.5とし、Kh=0.10を得た。

(3) せん断弾性係数の求め方

せん断弾性係数は図-4のフローで求められ、SHAKE を使用する際重要となる。Go は 10^{-6} の微小ひずみのときのものであり、本来、PS 検層を行って求めるのが良いが、N 値やqu値から求める事も出来る。しかし、図-4中の式は本土の標準のものであり、サンゴ礫混じり地盤には当てはまらない。

(4) せん断波速度

せん断波速度は土質調査による土の判定が砂質土であればN値を使い図-5⁶⁾で求める事が出来る。また、粘性土は同様に図-6⁶⁾から求められる。ところが、前述の通りこれらは本土での一般的な土に対して適用できるのであって沖縄のサンゴ礫混じり地盤でも適用できるとは限らない。そこで、石垣港で実際

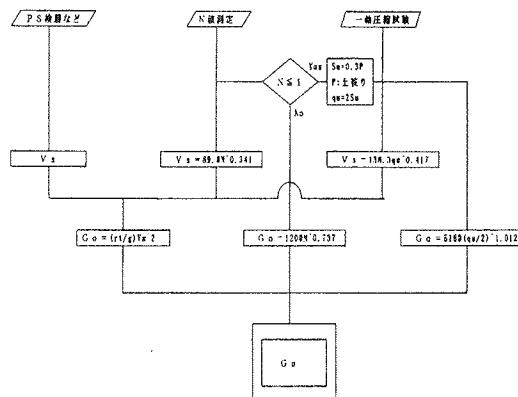


図-4 せん断弾性係数(Go)の求め方

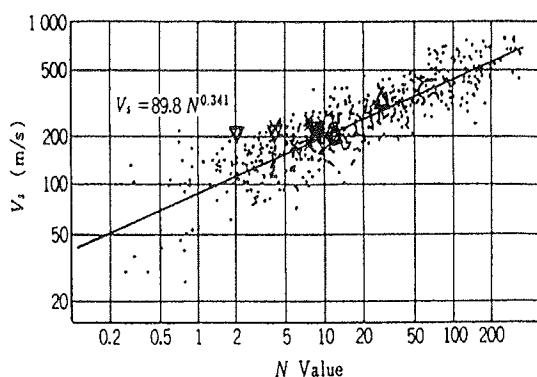


図-5 せん断波速度(Vs)とN値との関係

にPS検層を行った。図-5、6に、その PS 検層からのせん断波速度と N 値、及び、qu 値との関係を別

途プロットしてあるが、少しズレているのが分かる。従って、図-4中の式による G_0 の算出は好ましくなく、サンゴ礫混じり地盤では PS 検層を行ってせん断波速度を求める必要がある。更に、データを集積し図-4中の式のような一般式をサンゴ礫混じり地盤に対しても求める必要が出てくるであろう。

(5) せん断弾性係数のひずみ依存性

技術基準にはこの関係が与えられているが、本土でのデータにより作成されている。図-7⁴⁾に動的強度試験の結果を示す。これに本土の土の場合の値を一部プロットしてあるがサンゴ礫混じり地盤では、本土の一般的な土よりやや下回るようである。

(6) 減衰定数のひずみ依存性

前項同様に、図-8に示す。これについても、同様に両者にはズレがある事がわかる。特に、ひずみの大きいときサンゴ礫混じり地盤の減衰定数は小さくなる。

3. 液状化の検討

液状化の検討は一般的に、図-9のフローのように行われる。この際、重要な事は建設地域の土が砂系であるかどうかであるが、サンゴ礫混じり地盤ではこの判断が極めて難しい。当局では前述のような方法で砂系か粘土系かを判断しており、石垣港の例は Ams 層で粘土系であったが、塑性指数と活性度からでは本土並みの粘土系ではなく、併せて他の物理定数も参考にすると砂系と見る事が出来ると言う事で、液状化の問題は耐震強化岸壁では極めて重要な事であるので、図-9のフローで示している繰り返し三軸試験を行った。その結果、液状化強度比は平均値で $R_{max}=0.23$ となり、SHAKE で求めた最大せん断応力比と比べた結果、液状化安全率は $F_l=1$ をクリア一せず液状化は起こるとの結果が出た。この例から、サンゴ礫混じり地盤は粒度分布から安易に判断してはならないと言える。

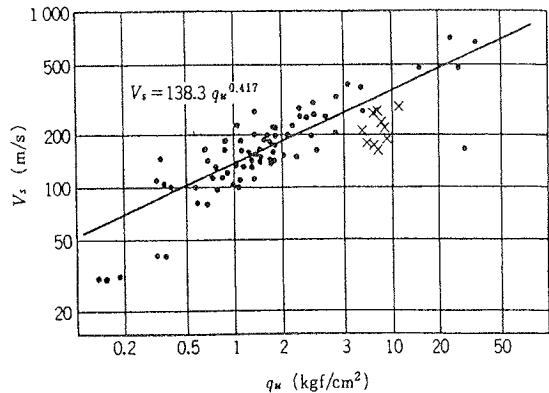


図-6 せん断波速度(V_s)と q_u 値との関係

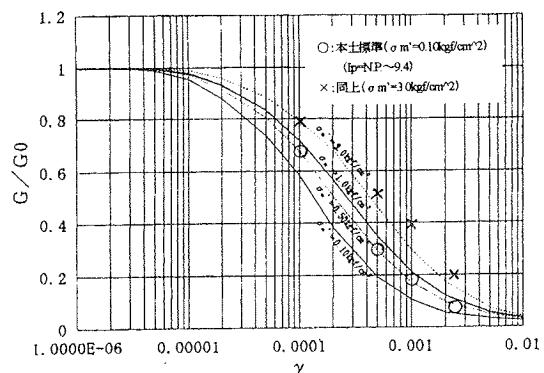


図-7 せん断弾性係数(G/G_0)とひずみ(γ)との関係

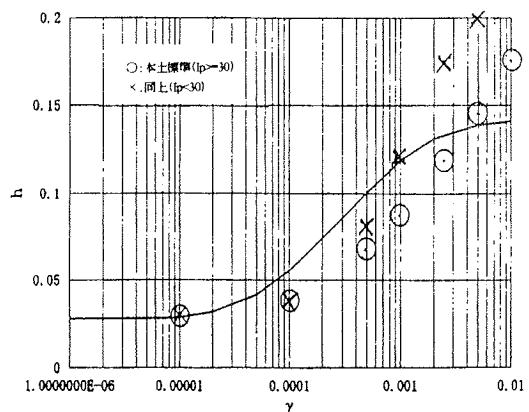


図-8 減衰定数(h)とひずみ(γ)との関係

4. 変状に関する検討

耐震強化岸壁の設計の際、運輸省通達によれば变形照査を行わねばならない。その際、望ましくは有効応力度法により、例えば、FLIP で行う必要があるが、石垣港ではその事前検討として全応力度法の FLUSH を用いて解析を行ってみた。FLUSH は有限要素法によるものであり、特徴として地盤の層厚や物性の 2 次元的な変化を容易に表現できる。これによる結果を図-10⁴⁾に示す(八戸港基盤の地震加速度波形によるもの)。この結果は、液状化を前提として行ったが、エプロン上のメッシュ番号 1608 で沈下が約 49cm となり、また、岸壁天端のメッシュ番号 459 での法線の水平変位はわずか 1cm であった。運輸省通達による許容変位量は前者が 10cm で、後者が 30cm であるが、沈下については大きくこれを超えるもので、液状化を許さないとした別途計算結果の沈下量 5cm と比較するとオーダーが一桁異なり、前述の液状化検討はなお慎重に行う必要がある。FLIP は本来が、液状化による被害の予測に本領を発揮するものであり、現在、これによりこの変状問題の検討を進めているがここでは割愛する。

5. あとがき

石垣港での検討事例を踏まえ沖縄のサンゴ礫混じり地盤の振動特性等に触れてきたが、当局では、これらとの問題に取り組んだばかりであり、まだまだ残された課題が多い。これからも更に、調査・研究を続けていくつもりであり関係各位のご指導、ご協力をお願いしたい。また、FLIP を使った変状問題についての検討結果は次の機会にご紹介したい。

参考文献

- 「港湾の施設の技術上の基準」:運輸省港湾局

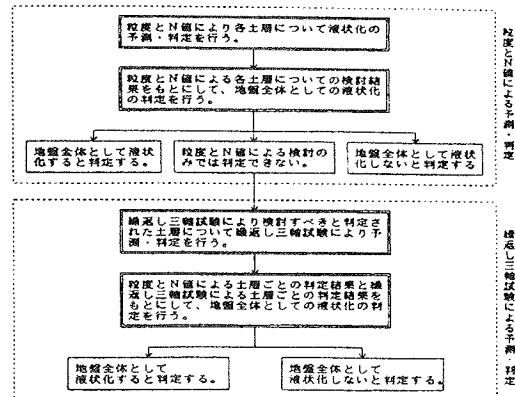


図-9 液状化の基本的予測・判定のフロー

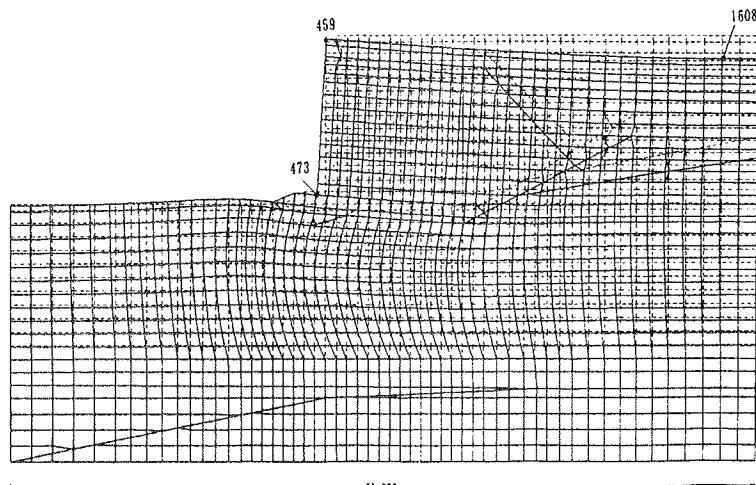


図-10 FLUSHによる変状計算結果

- 野田節男、上部達生、千葉忠樹:重力式岸壁の震度と地盤加速度、港研報告、Vol.14、No.4、1975.
- 沖縄総合事務局 港湾計画課:サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル(案)、1995.
- 沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課:サンゴ礫混じり土における港湾構造物の施工技術検討調査、1997.
- 沖縄県:沖縄県地域防災計画、地震編、(沖縄県防災会議)、1997.
- 今井常雄、麓 秀夫、横田耕一郎:日本の地盤における弾性波速度と力学的性質、第4回日本地震工学シンポジウム、1975.

21 さんご礁海域の物理特性について

琉球大学 農学部 新城 俊也
 同上 濑戸内 秀規
 同上大学院生 ○与那嶺 盛明

1 はじめに

南西諸島周辺のさんご礁海域にはさんご礁の堆積環境を反映して琉球石灰岩を主体とする琉球層群が発達し、海底地盤を形成している。このような海底地盤では周辺のさんご礁から供給される石灰質の軟泥が琉球層群を覆って軟弱層を形成している。また琉球層群はその層中に、堆積サイクルごとに陸源の堆積物を主体とする軟弱な赤褐色土を挟んでいる。このような軟弱層を含む海底地盤を支持層として利用するには琉球石灰岩層に支持層を求めるだけでなく、安定処理による軟弱層の地盤改良やグラウトによる周面摩擦の増加による支持力を確保することが必要であり、そのためには堆積物の地盤工学的特性を把握する必要がある。本報告ではさんご礁海域の泥質堆積物と琉球層群に挟まれる赤褐色土について物理的化学的特性を調べた。

2 試料

調査地点は沖縄本島北部のさんご礁海域の水深の浅い海底地盤であり、試料採取地点の地質概要を図1に示す。海底面から沖積層が層厚約16mで堆積しており、その下に堆積サイクルごとに赤褐色土を挟む層厚約60mの琉球層群が分布している。試料はボーリングにより層厚約16mの沖積層と琉球層群中の深度24~35mにある層厚約10m赤褐色土を採取した。

3 試験方法

それぞれの堆積物に対して深さ1m間隔で、粒度分布、土粒子密度、コンシステンシー限界、炭酸カルシウム(CaCO_3)含有量、pHを測定した。試料はボーリング段階で乱されており、乱されたコアの約30cm長の量を風乾させて使用した。試料は2mmふるいであるい分け、粒径2mm以上を礫として各深度ごとに礫含有量を求めた。各試験は2mmふるい通過試料を用いた。

粒度試験は2mmふるい通過試料について沈降分析法により行った。コンシステンシー限界試験は425μmふるい通過分について行った。炭酸カルシウム(CaCO_3)含有量は2mmふるい通過分についてシェレッダー法¹⁾で測定した。

4 試験結果

4.1 沖積層の物理特性

図2(a)~(f)に深度ごとに礫含有率、2mm以下の粒度組成、土粒子密度、コンシステンシー限界、 CaCO_3 含有量、pHについての試験結果を示す。

(1) 矣含有率：海底面から1mの深さを除いて礫含有率は30~40%である。礫は主にさんご破片や貝類の殻である。

(2) 粒径2mm以下の粒度組成：海底面から1mの深さは砂層で形成されているが、それ以深ではシルト粒径以下の細粒分を約50%含む堆積物となる。

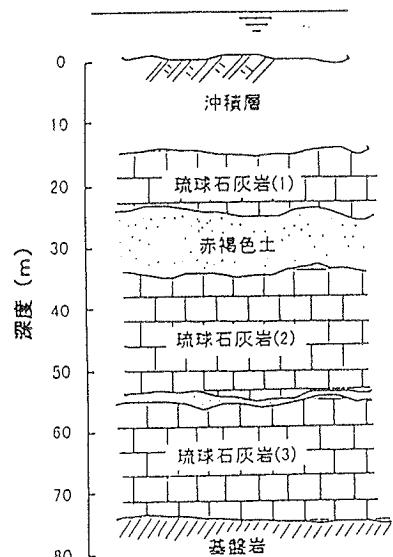


図1 地層の概略図

- (3) 土粒子密度：平均 2.83g/cm^3 で深度による変化はあまりみられない。
- (4) コンシステンシー限界：深度 2~16mにおいて細粒分の含有率は類似しているが、その塑性には差がみられた。2~13m の範囲の堆積物では NP であり、13~16m の堆積物では低塑性ではあるが $I_p=6\sim14\%$ を示した。
- (5) 炭酸カルシウム含有量：海底面から 11m までは 90%以上炭酸カルシウムを含有している。一方 12~16m では炭酸カルシウムの含有量が徐々に減少し、非石灰質の含有量が増大している。
- (6) pH：海底面から 12m まではほぼ一定で pH8.6 であるが、13~16m で pH8.2 にわずかに減少しているが、アルカリ性を示している。

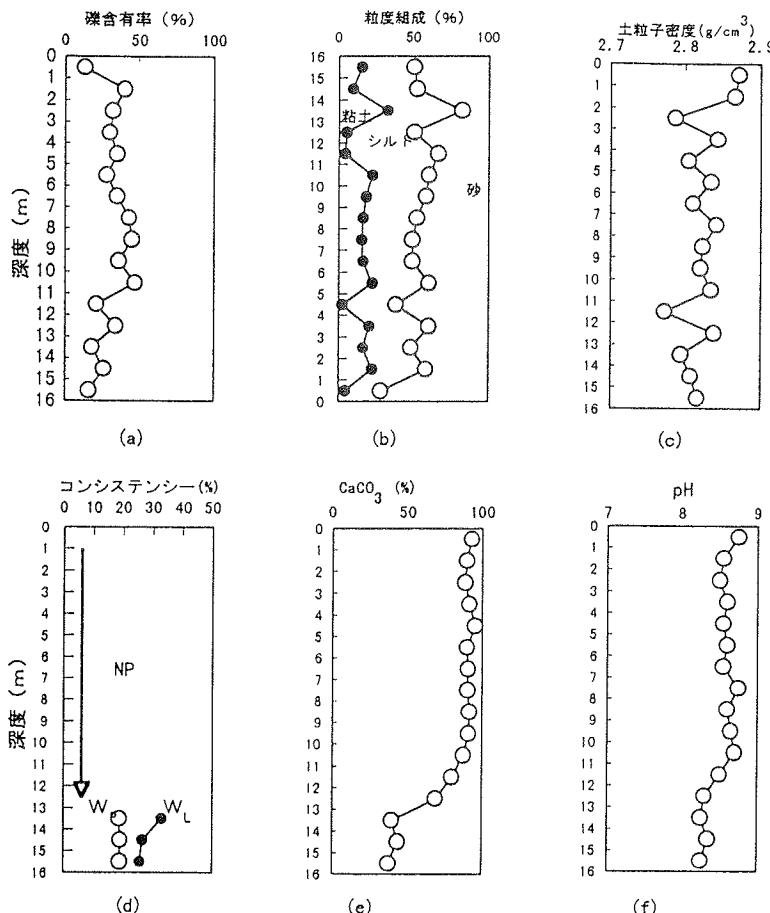


図 2 (a)～(f) 深度による沖積層の物理的化学的性質の変化

4.2 赤褐色土の物理特性

図 3 (g)～(l) に深度ごとに繊含有率、2mm 以下の粒度塑性、土粒子密度、コンシステンシー限界、 CaCO_3 含有量、pH についての試験結果を示す。

- (1) 繊含有率：深度 24~25m の範囲では繊分を約 20% 含有しているが、それ以深では 10% 以下である。これらの繊は非石灰質の磨耗のすんだ円繊を主としている。
- (2) 2mm 以下の粒度分布：25~34m において砂分が卓越しておりその含有量は 50~90% である。シルト分含有量は琉球石灰岩との境界付近の層の上下で 35~40% と比較的多いが、25~34m では 5~15% である。

粘土分含有量は10~20%でありその量は少ない。

(3) 土粒子密度：土粒子密度は平均 2.74g/cm^3 であり、深度による変化はあまりみられない。

(4) コンシステンシー限界： $24\sim27\text{m}$ と $34\sim35\text{m}$ の範囲では低塑性ながら $I_p=2.7\sim6.2$ を示しているが、 $27\sim34\text{m}$ の範囲ではNPである。

(5) 炭酸カルシウム含有量：炭酸カルシウム含有量は $24\sim34\text{m}$ では2%程度と少なく、 $34\sim35\text{m}$ でわずかに増加し22%の値を示している。

(6) pH： $24\sim34\text{m}$ の深度ではpH8.2を示し、 $34\sim35\text{m}$ でpH8.9に増加している。これらの堆積物はアルカリ性を示している。

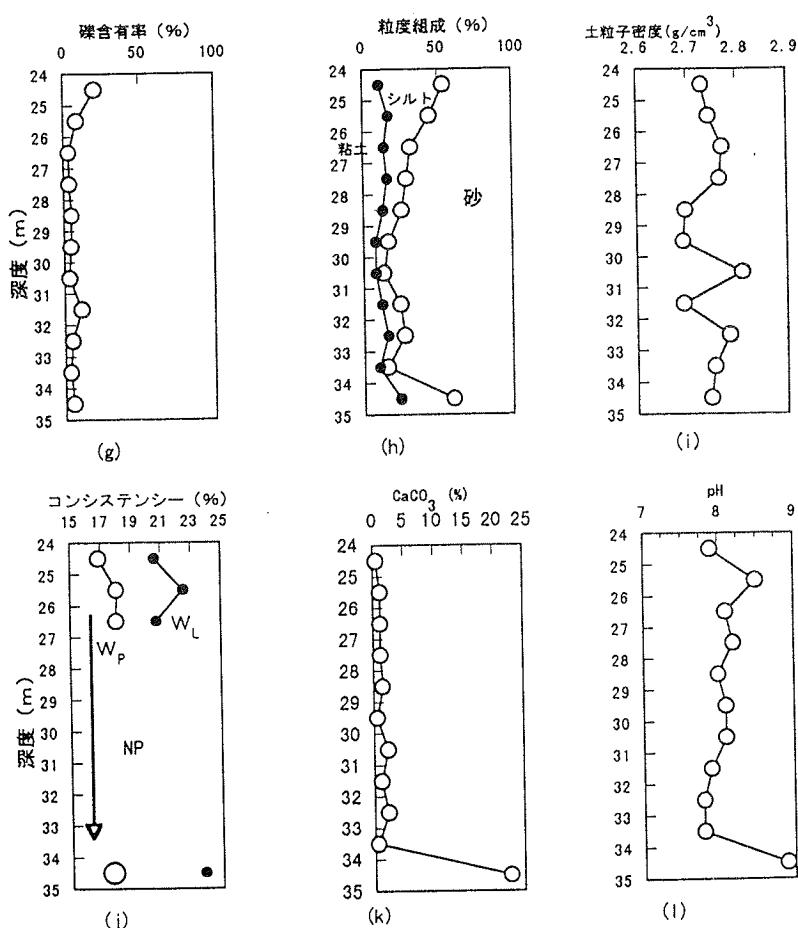


図3 (g) ~ (l) 深度による積褐色土の物理的化学的性質の変化

5 考察

図4と図5には礫分を含めた沖積層と赤褐色土の粒度分布を示す。礫含有率は沖積層で30~40%、赤褐色土層で約10%であり、この礫含有率では堆積物の力学挙動は2mm以下の堆積物の力学挙動に支配されると考えられる。

炭酸カルシウム含有量は沖積層で90%以上であり、この堆積物はさんご礁から供給されていると考えられる。一方、赤褐色土層では10%以下であり、これらの堆積物の炭酸カルシウム含有量は沖積層に比べて小

さく陸源の堆積物を主体としていることを示している。

炭酸カルシウムはアルカリ性を示すことからこれを多く含むと pH は高くなる。

赤褐色土層では砂分が卓越しているため非塑性的であるが、沖積土では細粒分を 50%以上含有するにもかかわらず低塑性である。このことは炭酸カルシウム含有量が堆積物の力学挙動に影響を及ぼすと考えられる。

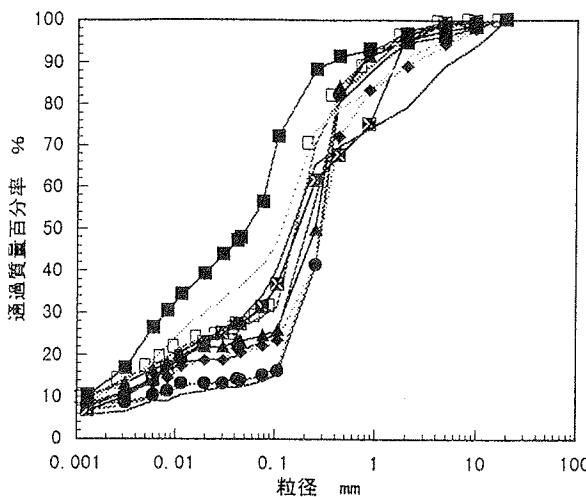


図4 沖積層の粒度分布

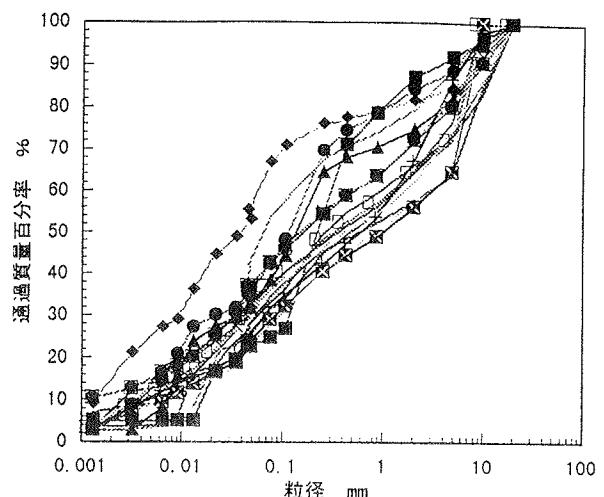


図5 赤褐色土の粒度特性

6まとめ

- (1) 沖積層は炭酸カルシウムを主成分とする堆積物からなり、この堆積物はさんご礁から供給されている。一方、赤褐色堆積物は、炭酸カルシウム含有量はわずかであり、非石灰質の陸源の堆積物を主としている。
- (2) 炭酸カルシウム含有量がコンシステンシー等の堆積物の物理性に影響を及ぼしている。

最後に試料の提供と実験の便宜を計っていただいた沖縄県北部土木事務所並びに〈株〉大東エンジニアリングに謝意を表します。

参考文献

- 1) 京都大学農学部農芸化学教室：農芸化学実験書、第一巻、pp301、産業図書、1975
- 2) 新城俊也、瀬戸内比秀規、与那嶺盛明：さんご礁泥質堆積物の物理的性質、第 79 回農業土木学会九州支部講演発表会（投稿中）、1998

22 琉球層群の透水係数について(その2)

株沖縄建設技研 ○新垣 健二
屋良 隆司
砂川 徹男

1.まえがき

第四紀更新世の琉球層群は沖縄本島中南部や宮古島等に広く分布している。琉球層群は島尻層群の上に不整合に堆積し、主に琉球石灰岩層や砂礫層から構成されており、透水性が大きく地下水の帶水層となっている場合が多い。琉球層群が分布する地域における雨水は地下に浸透し、地表面では河川はみられず、地下水流として存在する場合がある。このような地域で道路を設計するとき、道路の排水は河川あるいは排水路まで導くよう設計することが望ましいが、そのようなことができず流末処理の問題が生じる場合がある。道路排水の流末処理は浸透池やますを設置して琉球層群へ浸透させる場合があるが、ここでは宮古島および本島南部において流末処理のためにボーリング孔を利用して行った現場透水試験から得られる透水係数について検討することにする。今回は前回^⑨のものに更にデーターを追加し検討したものである。

2. 土層および試験方法

図-1はいくつかの調査ボーリング結果から代表的な土質柱状図を示したものである。琉球石灰岩層と砂礫層が互層を成したものや砂礫層の上部に褐色の粘土層が堆積したものなど琉球層群の土層の変化が著しいことを示している。N値は琉球石灰岩層においては50以上を示しているが、砂礫層においては10~50以上を示し、相対密度は緩い~非常に密な状態にある。所によってはN値が4以下を示し、非常に緩い状態にある。

現場透水試験は図-2に示すようにボーリング孔を利用して地盤内にケーシングを打ち込み、一定の水頭で開端部から水を浸透させる。定常状態になったとき、その水頭差を測定して透水係数 $k = Q / 5.5 r \Delta h$ を計算する。Q : 流量 (cm^3/s)、 Δh : 水頭差 (cm)、図-2 ボーリング孔による注水試験

図-1 土質柱状図

3. 試験結果および考察

現場透水試験を行った付近の試料について粒度試験を行い、その粒径加積曲線を示したのが図-3である。粒度により土質を分類すると宮古島ではシルト質礫およびシルトまじり礫、本島南部では粘土まじり礫、粘土質礫およびシルト質礫に分類される。ここで示した試料は礫分優勢であるが琉球層群においては砂分優勢の場合もある。これらの試料の D_{10} および D_{20} は表-1に示すとおりである。

図-4は現場透水試験を行った付近の試料について粒度試験を行い、 D_{10} および D_{30} と透水係数の関係を示したものである。

	D ₁₀ (mm)	D ₂₀ (mm)
宮古島	0.013~0.022	0.082~0.31
沖縄本島	0.0024~0.028	0.048~0.0

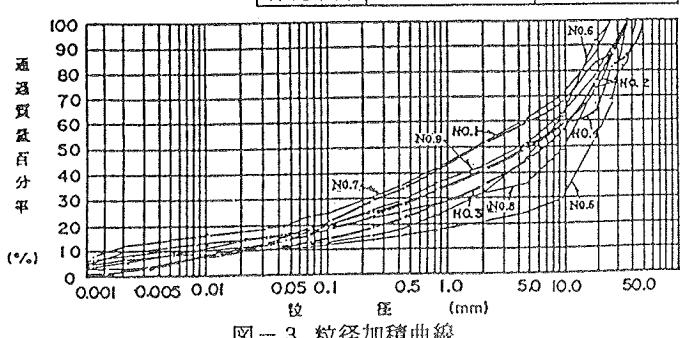


図-3 粒径加積曲線

(1) は D_{10} と透水係数の概略値をプロットし、琉球層群の透水係数と比較したものである。岩層の透水係数も同一孔の D_{10} に合わせて示してある。宮古島においては琉球層群の D_{10} はわずかな範囲で変化しているが、透水係数は $10^{-1} \sim 10^{-6} \text{ cm/s}$ の範囲にあり大きな変化を示し、概略値とは必ずしも一致しない。むしろ D_{10} と同じでもかなり大きな値の変化を示す場合がある。これは砂礫層中に粘性土が混入したり、石灰岩に多孔質な部分があったりの琉球層群の性質によるものであろう。本島南部においては琉球層群の D_{10} は宮古島よりも広い範囲にあり、透水係数は概略値より大きく出る傾向を示している。

(2) は Hazen の近似式 $k = 46 \sim 150 (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2$ による値をプロットし、琉球層群の透水係数と比較したものである。(1) と同様に粒度試験による D_{10} との関係で比較したもので、宮古島の場合は近似式の上下に大きなバラツキが見られ、本島南部の場合は近似式より大きく出る傾向を示している。

(3) は Creager による D_{20} と透水係数の値をプロットし、琉球層群の透水係数と比較したものである。琉球層群の透水係数のバラツキが大きいので Creager の概略値とは必ずしも一致しない。宮古島においては(1)の概略値や(2)の Hazen の近似式の値よりやや近似した値を示しているところが多く、本島南部においては(1)、(2)の場合とは反対に Creager の概略値より小さく出る傾向にあるが、その多くは概略値に近似した値を示している。

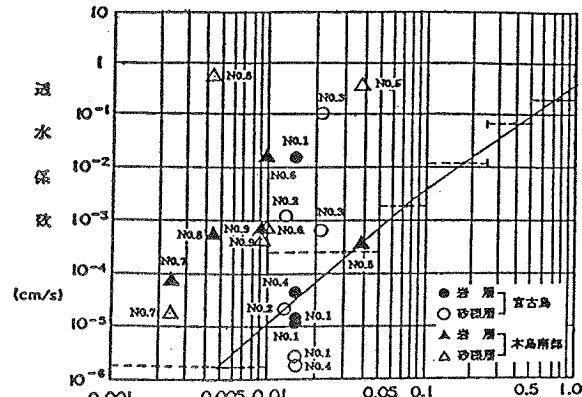
以上 3 つのケースについて比較してきたが、琉球層群の場合、粒度特性としては類似していても、透水係数は大きく変化し、地域別にもその傾向に違いがあることを示している。また岩層部のおいても、透水係数は大きく変化することが明らかである。これらの結果から、琉球層群の透水係数を粒度試験結果のみから推定することには問題があることを示唆しているといえよう。

4. あとがき

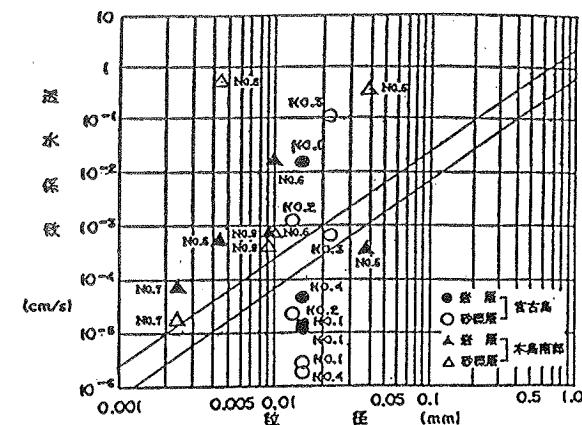
河川や排水路等のない琉球層群が堆積した地域における道路の排水流末処理に当たっては、浸透池やます等の設置に伴い透水係数が必要になってくるが、粒度試験結果のみから推定せず、できるだけ現場透水試験を行う必要があろう。この場合、鉛直方向の透水係数のみでなく水平方向の透水係数も考慮すると池やますの設置方法に利用できる可能性も考えられる。また、今後の現場透水試験のデーターの蓄積によっては琉球層群の地域別の透水係数の傾向を把握することも期待できよう。

参考文献

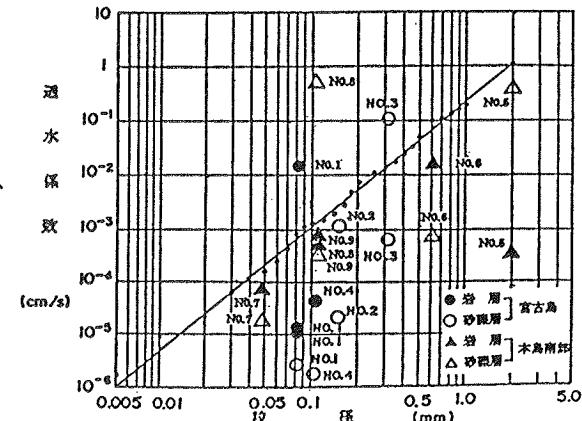
- 1) 砂川、金城；琉球層群の透水係数について、土木学会西部支部研究発表会、1995



(1) 10%粒径と透水係数の概略値との比較



(2) Hazen の近似式との比較



(3) Creager の概略値との比較

図-4 粒度と透水係数の関係

23 軽く固結した石灰質堆積物の力学特性

琉球大学農学部 新城俊也
 同大学院学生 濑戸内秀規
 ○永吉功治

1はじめに

熱帯・亜熱帯地域のさんご礁の発達する海域には、地質的に年代の新しい石灰質堆積物が分布している。これらの堆積物は堆積環境を反映して未固結層と固結層が混在した複雑な地盤を形成している。このような海底地盤を橋梁基礎等の支持層として利用するためには固結度に応じて堆積物の力学特性を把握する必要がある。琉球石灰岩を主体とする琉球層群中には未固結の砂礫層から再結晶した石灰岩まで広範な固結度の異なる堆積物が含まれるが、本研究ではそのうちの、琉球層群中の再結晶化することなくセメントーションにより固結した均質な石灰質堆積物について力学的特性を調べた。

2 試料

試料は沖縄本島北部の海底地盤のボーリングコアーを用いた。ボーリング地点の地層の概略を図1に示す。琉球層群中には3回の堆積サイクルが認められ、陸源の赤褐色土を挟み、層厚は約60mである。その上方に現在のさんご礁から供給された泥質の堆積物(沖積層)が分布している。試料には琉球層群中の最下部の深度60m～75mに分布する堆積層から採取した半固結状態の均質なコアーを利用した。コアーは砂質石灰岩である。N値は40程度である。

コアーをほぐした試料について物理試験を行った。物理的性質と粒度分布を表1と図2に示す。構成粒子の粒度組成は粘土分を20%含有しているが、コンシステンシーは非塑性である。炭酸カルシウム含有量は64.9～66.1%であり、セメントーションの要因と考えられる。

3 実験方法

試験は三軸圧縮試験装置により、等方圧密試験、非圧密非排水試験(UU試験)および圧密排水試験(CD試験)を行った。三軸圧縮試験機は軸圧50kN、側圧10MPaまで載荷可能な装置を用いた。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmである。等方圧密試験は圧密圧力を最大7.8MPaまで作用させた。圧密は

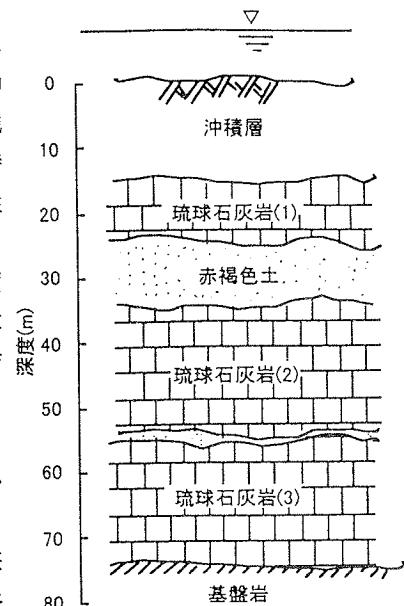


図1 地層の概略図

表1 物理的特性

深度	60m付近	70m付近
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.780	2.795
液性限界 ω_L (%)	32.4	33.7
塑性限界 ω_P (%)	25.8	27.7
CaCO ₃ 含有量 (%)	66.1	64.9
乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	1.45～1.52	1.41～1.56
間隙比 e_g	0.82～0.93	0.79～0.98

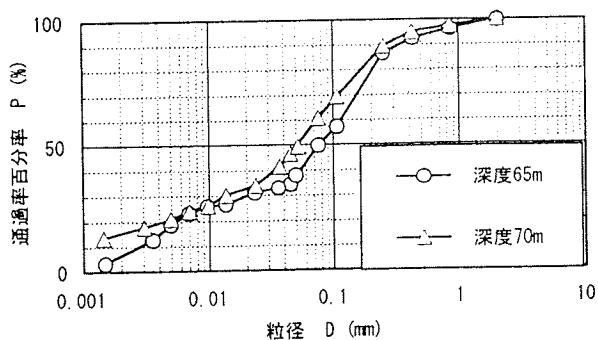


図2 粒径加積曲線

各圧密段階ともバックプレッシャーを0.49MPaのもとで、24時間行った。UU試験は側圧0.49～7.8MPaの範囲で行った。軸ひずみ速度は0.25mm/minである。CD試験は圧密圧力0.098～7.8MPaの範囲で圧密を行った後、軸ひずみ速度0.01mm/minでせん断を行った。圧密過程およびせん断過程とともにバックプレッシャーを0.49MPaを作用させた。

4 実験結果

4.1 等方圧密試験¹⁾

図3は等方圧密試験による $e \sim \ln p$ 関係を示したものである。圧密圧力の増加に伴って、間隙比が減少し、明確な降伏を示した後、 $e \sim \ln p$ 関係は正規圧密粘土と同様に直線関係に移行している。キャサグランデ法によると圧密降伏応力は $p_y = 2.5$ MPaである。圧密降伏応力は土被圧より大きな値であり、セメントーションの影響が大きく寄与していると考えられる。圧密降伏応力より大きな応力レベルでは、降伏によりセメントーションによる粒子間結合力が破壊され、圧縮性が顕著になる。正規圧密領域における圧縮指数は $\lambda = 0.13$ であり、除荷時の膨張指数は $\kappa = 0.005$ である。

4.2 非圧密非排水せん断試験(UU試験)¹⁾

図4はUU試験による主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)一軸ひずみ ε_1 関係を示したものである。 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係は軸ひずみ $\varepsilon_1 = 0.2\%$ 付近までは直線関係にあり、塑性変形を示した後破壊に至る。ピーク強度($\sigma_1 - \sigma_3$)は1.6～2.3MPaの間で変動しているが、強度に及ぼす側圧の影響は小さい。

図5にモール円で整理した結果を示す。側圧による影響はみられず、破壊包絡線は $c_u = 0.98$ MPa、 $\phi_u = 0$ で示される。すなわち、非排水条件下では破壊基準として粘性土と同様に粘着力成分のみで表記でき $\phi_u = 0$ 法の適用が可能である。

$(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係における非排水条件下のヤング率Eは $4.83 \times 10^2 \sim 7.57 \times 10^2$ MPaの範囲を示している。

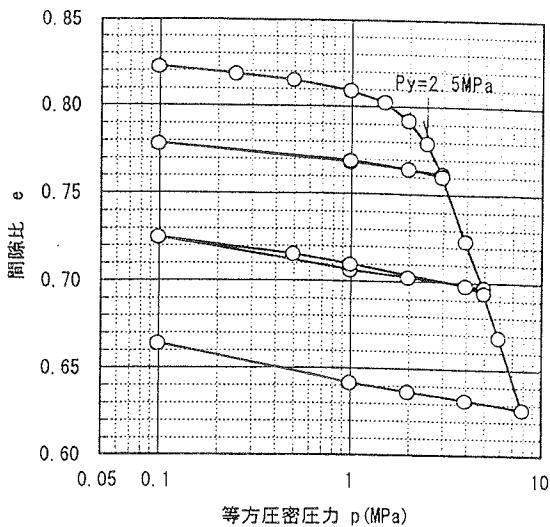


図3 $e - \ln p$ 関係

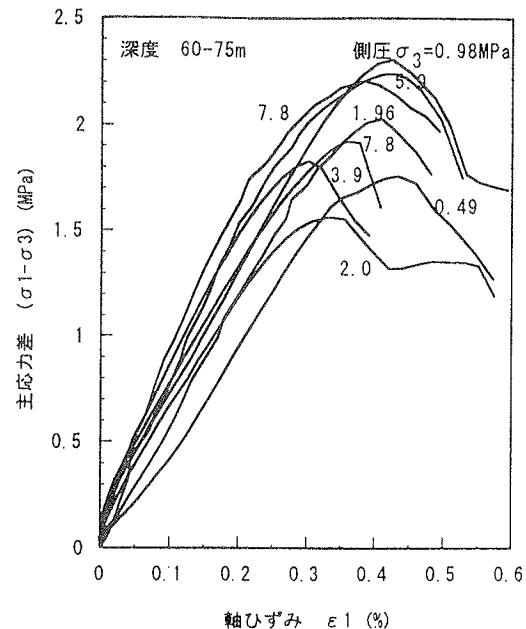


図4 応力-ひずみ関係(UU試験)

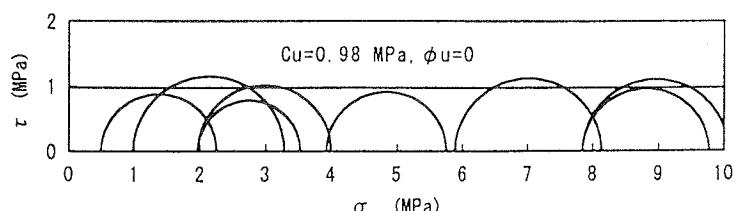


図5 破壊包絡線(UU試験)

4.3 圧密排水せん断試験(CD試験)

CD試験による、主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)-一体積ひずみ ε_V -軸ひずみ ε_1 関係を有効側圧1.96MPa以下と、有効側圧1.96MPa以上の場合に分けて図6と図7にそれぞれ示した。図6に示すように有効側圧0.098～0.686MPaでは($\sigma_1 - \sigma_3$)ー ε_1 関係は初期段階で直線関係であり弾性挙動を示し、軸ひずみの増加に伴い応力が増大し明確なピークを示した後、減少するひずみ硬化一軟化型であり、主応力差は徐々に一定値に減少する。有効側圧0.98MPa以上においては($\sigma_1 - \sigma_3$)ー ε_1 関係は初期段階で弾性挙動を示すが、その後降伏を示し軸ひずみの増加に伴い応力は増大している。一方、 ε_V ー ε_1 関係は、有効側圧0.098MPaの場合初期段階の体積圧縮傾向から軸ひずみの増加に伴って体積膨張に転じているが、有効側圧0.294MPa以上では体積圧縮傾向のままであり、その傾向は有効側圧の増加に伴って著しい。

有効側圧1.96MPa以上では図7に示すように($\sigma_1 - \sigma_3$)- ε_1 関係はひずみ硬化型であり、応力は軸ひずみ30%付近で最大値に至っている。 ε_V ー ε_1 関係は体積収縮傾向が顕著であり、また有効側圧2.9MPa以上では有効側圧に関係なく ε_V ー ε_1 関係はほぼ一致している。

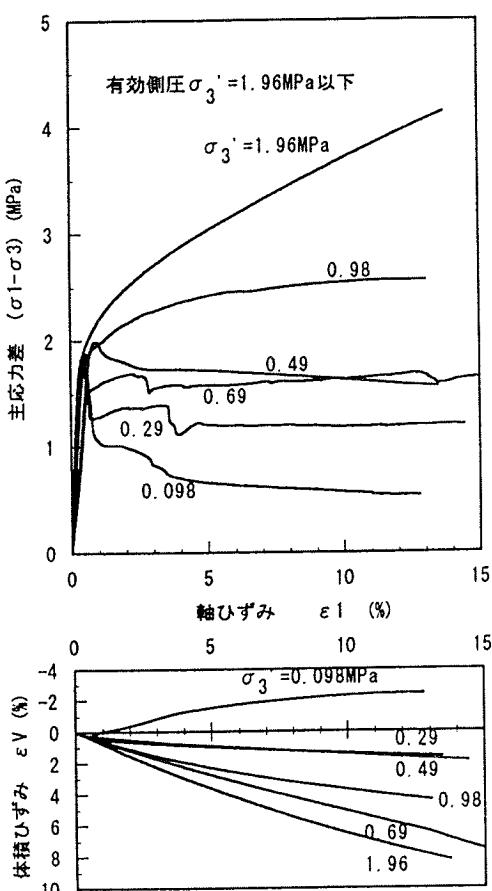


図6 主応力差-体積ひずみ-軸ひずみ関係(CD試験)

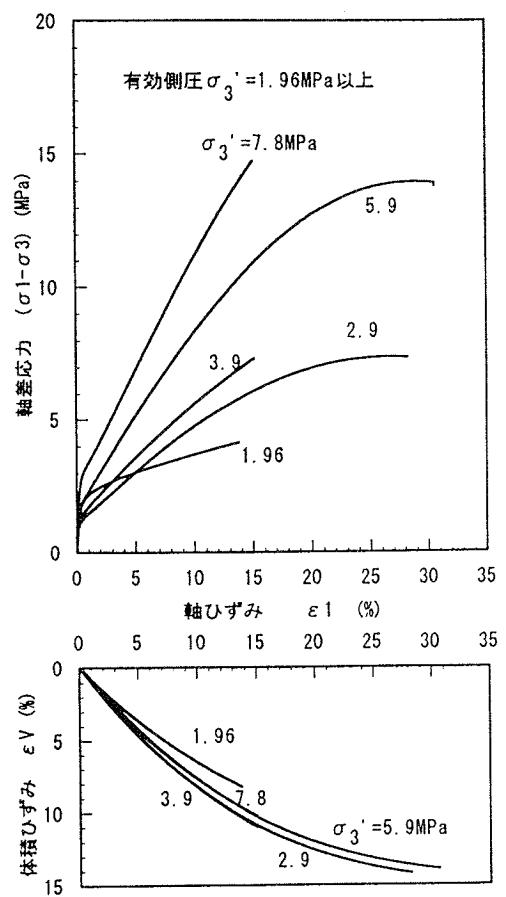


図7 主応力差-体積ひずみ-軸ひずみ関係(CD試験)

図8に破壊時の $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 - (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 関係を示す。なお、図7において有効側圧3.9と7.8MPaでは最大強度に至っていないが、有効側圧2.9MPa以上では軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を有効側 σ_3' で無次元化した応力比と軸ひずみ関係が一致することから破壊時の応力を外挿した。破壊包絡線は圧密降伏応力に相当する平均応力2.5MPa付近を境に、それ以下の領域では非線形、それ以上の領域では直線関係にある。せん断強度定数は降伏応力以下の領域では直線近似により $c_d=0.40\text{ MPa}$ 、 $\phi_d=24.6^\circ$ であり、一方、降伏応力以上の領域では $c_d=0$ 、 $\phi_d=33.1^\circ$ である。

また、有効側圧0.98MPa以下の弾性挙動が卓越する領域から求めた排水条件下のヤング率 E' は $2.4 \times 10^3 \sim 4.8 \times 10^3 \text{ MPa}$ 、ポアソン比 ν は0.1～0.3を示している。

5 まとめ

琉球層群中のセメンテーションを受けた砂質石灰岩の力学特性を調べた。力学特性をまとめると以下のようである。

- (1) 圧密降伏応力は2.5MPaである。
- (2) 非排水強度は $c_u=0.98\text{ MPa}$ 、 $\phi_u=0$ であり、非排水条件下では破壊基準として $\phi_u=0$ 法が適用可能である。
- (3) せん断強度定数は降伏応力以下の応力域では $c_d=0.4\text{ MPa}$ 、 $\phi_d=24.6^\circ$ 、降伏応力以上の応力域では $c_d=0$ 、 $\phi_d=33.1^\circ$ である。

最後に、試料の提供と実験の便宜を計っていただいた沖縄県北部土木事務所並びに(株)大東エンジニアリングに謝意を表する。

参考文献

- 1) 新城、瀬戸内、永吉：軽く固結した石灰質堆積物の力学特性、第79回農業土木学会九州支部講演発表会(投稿中)、1998.

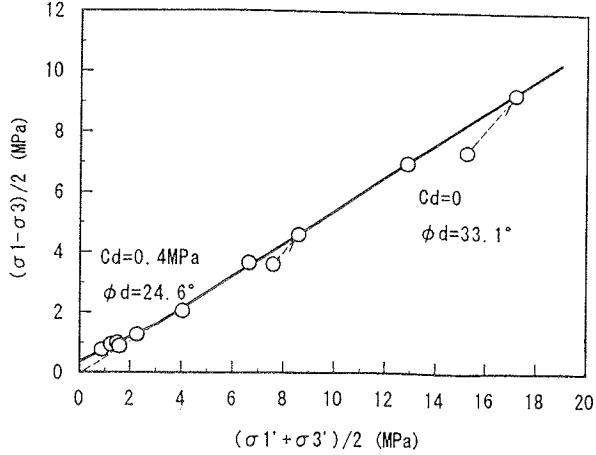


図8 破壊線(CD試験)

24 石灰質泥質堆積物の圧密特性

琉球大学農学部 新城俊也 濑戸内秀規
同学部学生 ○西原無我

1 はじめに

さんご礁には、さんご、有孔虫、貝などの石灰質の骨格を持つ生物が棲息しており、それらの遺骸および破碎物を主体とした石灰質堆積物が生成される。さんご礁およびその礁縁付近ではさんご礁から石灰質堆積物が供給されることにより軟弱地盤が形成される。このような軟弱層は海域により数10mに及ぶこともあり、仮締切等の施工あるいは地盤改良を行う上で地盤工学的特性を把握する必要がある。

本報告は石灰質の泥質堆積物について一次元圧密試験を行い、圧密特性とそれに及ぼす炭酸カルシウム含有量の影響を調べたものである。

2 試料および実験方法

試料は沖縄本島北部のさんご礁海域の水深の浅い海底地盤からボーリングにより採取した。堆積物の層厚は16mであり、その堆積物のN値は1～3の範囲である。

試験は、海底面から3mまでの砂分の卓越した層を除いて、深度1mごとに乱した試料について行った。各深度における粒径2mm以上の礫含有率は50%以下であり、圧縮性は粒径2mm以下の含有量に支配されると判断し、一次元圧密試験には2mmふるい通過試料を用いた。2mmふるい通過試料の粒度分布を図1に示す。2mmふるい通過試料の炭酸カルシウム含有量は深度12mまでは90%以上であるが、それ以後では徐々に減少し、深度16mで約40%となっている¹⁾。

圧密試験には内径6cm、高さ4cmのリングを用いた。供試体は煮沸脱気した試料をリングに流し込み、圧密圧力約0.05kgf/cm²のもとで予圧密し作成した。供試体の高さは3.2～4.0cmである。圧密荷重は0.1kgf/cm²から12.3kgf/cm²まで増分比ほぼ1で段階的に作用させた。圧密時間は、圧密圧力3.1kgf/cm²までは2～3時間以内で行い、沈下が終了した時点で次の荷重段階に移ったが、それ以上の荷重段階では12～24時間で行った。

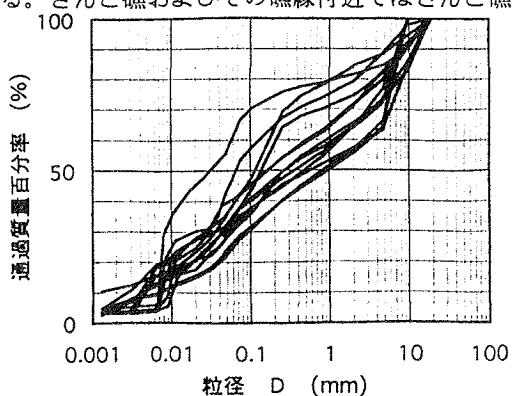


図1 粒径加積曲線（深度3～16m試料）

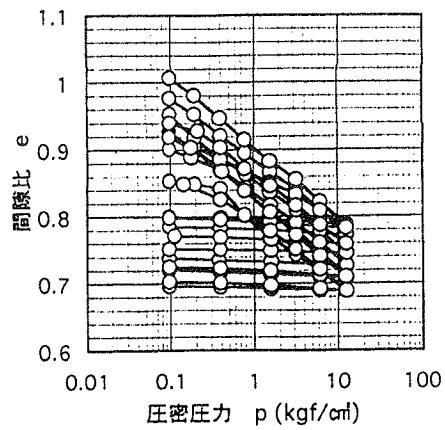


図2 e - log p曲線(深度3～12m)

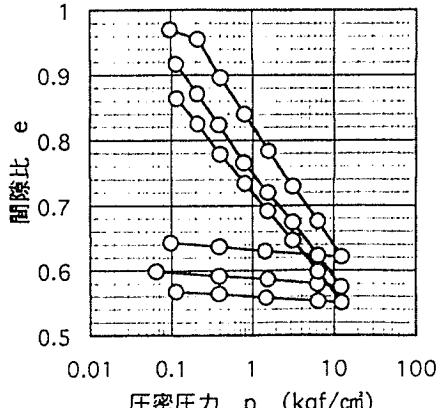


図3 e - log p曲線 (深度13～16m)

3 実験結果および考察

図2と図3に深度3~12mの試料と深度13~15mの試料の一次元圧密試験の結果を $e - \log p$ 曲線で示した。深度3~12mの試料は炭酸カルシウム含有量70%以上であり、深度13~15mの試料は炭酸カルシウム含有量37~44%である。 $e - \log p$ 曲線は各深度により初期間隙比が異なっているが、それぞれの図で示した曲線では $e - \log p$ 曲線の傾きはほぼ一定である。

図4では、 $e - \log p$ 曲線から圧縮指数 Cc を求め、その結果を深度ごとに示したものである。深度3~12mの試料では $Cc=0.1$ 前後であるが、深度13~15mの試料では $Cc=0.16\sim0.19$ に増加している。

圧縮指数 Cc は土の種類や粒度によって異なる。図5は、圧縮指数 Cc と初期間隙比 e_0 との関係を示した。ここに、初期間隙比は圧密圧力 0.1kgf/cm^2 のときの間隙比を用いている。また、図には他の粘性土の Cc と e_0 の関係を併記した²⁾。他の粘性土に比較して圧縮指数 Cc は小さな値を示している。

図6は、圧縮指数 Cc と炭酸カルシウム含有量(CaCO_3)の関係を示したものである。炭酸カルシウム含有量が大きくなると圧縮指数 Cc は小さくなる傾向を示している。炭酸カルシウムはセメントーションの要因となるとされており、炭酸カルシウム含有量が圧縮挙動にも関与すると考えられる。

4まとめ

さんご礁海域の石灰質泥質堆積物の圧縮特性を調べた。圧縮指数 Cc は非石灰質の他の粘性土に比べて小さな値にあり、その値は炭酸カルシウム含有量が大きいほど減少する傾向にある。

最後に試料の提供と実験の便宜を計っていただいた沖縄県北部土木事務所並びに(株)大東エンジニアリングに謝意を表する。

参考文献

- 1)新城、瀬戸内、与那嶺：さんご礁泥質堆積物の物理的性質、第79回農業土木学会九州支部講演発表会（投稿中）、1998
- 2)甲本、朴：不搅乱粘土の圧縮指指数式について、農業土木学会論文集、第194号、p.255~259、1998

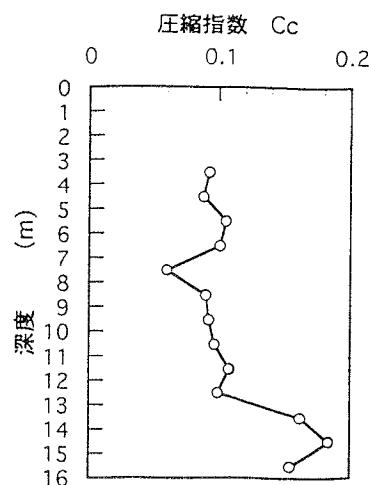
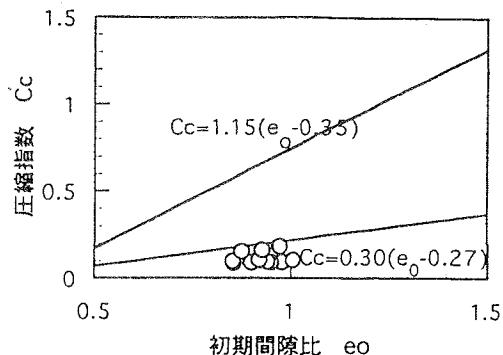


図4 深度によるCcの分布



25 一次元圧密による石灰砂岩の K_0 値評価の試み

琉球大学農学部 新城俊也 濑戸内秀規
同学部学生 ○玉城潤二

1 はじめに

静止土圧係数 K_0 値は地盤内の応力状態を推定する重要なファクターである。一次元圧密タイプの K_0 値測定装置は操作が容易で広範な応力域での測定が可能であるなどの利点を有する反面、不攪乱土に対してリング内に供試体をフィットさせることが困難であり、測定結果を補正する必要のあることが指摘されている。

本研究は、側方応力が測定可能な一次元圧密リングを用いて、セメントーション作用により半固結した状態にある石灰質堆積物について一次元圧密試験を行い、一次元圧密特性および一次元圧密リングによる K_0 値評価について検討した。

2 実験方法および試料

一次元圧密試験装置は固定リングタイプであり、リング上端部を拡幅し支持台に固定してある。リングの寸法は内径 60mm、高さ 25mm であり、側方応力を測定するためリング壁面の一部を薄く加工し、加工壁面にストレンゲージを接着してある。また、リング周面摩擦の影響を考慮するため供試体下方には底盤を介してロードセルを設置し、供試体底面における鉛直応力を測定した。

試料は沖縄本島北部のさんご礁海域において深度 60~75m の地点からボーリングにより採取した石灰砂岩を用いた。石灰砂岩はセメントーションにより軽く固結した石灰質堆積物であり、再結晶した石灰岩に比べて固結度は低い。実験には飽和した不攪乱試料を用いた。試料の物理的性質を表 1 に示す。

供試体は直径 6.5cm のボーリングコアーから直径 6cm 高さ 2.5cm の大きさに成型し、壁面とのクリアランスができるだけ小さくなるようにリングにセットした。圧密圧力は最大 73kgf/cm² まで段階的に作用させ、その後段階的に除荷した。上載圧力 20kgf/cm² までは沈下（圧密）がほぼ終了した段階で次の荷重段階に移行したが、それ以上では 24hr 間隔で荷重を増加させた。供試体内の鉛直応力 σ_v は周面摩擦力により上載圧力が供試体上面から底面まで一定の割合で減少するとみなし、ストレンゲージの接着位置における値を用いた。

3 実験結果および考察

図 1 は鉛直応力 σ_v と圧縮ひずみ ϵ_1 の関係を示したものである。 $\sigma_v - \epsilon_1$ 関係は初期段階では直線関係にあり、弾性挙動を示しているが、鉛直応力 30kgf/cm² 付近では降伏し、塑性変形が増大している。また、降伏後の除荷によるひずみの回復はわずかである。図 2 は通常の圧密試験結果と同様間隙比と鉛直応力の関係を $e - \log \sigma_v$ 関係で示したものである。 $e - \log \sigma_v$ 関係では降伏が明確に現れており、キャサグランデー法による圧密降伏応力は $\sigma_y = 31 \text{ kgf/cm}^2$ である。この値は図 1 に示した降伏応力に一致している。また、降伏後の圧密係数は $C_c = 0.46$ を示し、降伏による圧縮性が顕著であり、セメントーションの影響

表 1 物理的性質

密度 ρ_s (g/cm ³)	2.79
含水比 w (%)	43.8
間隙比 e_0	0.804
CaCO ₃ 含有量 (%)	54.4

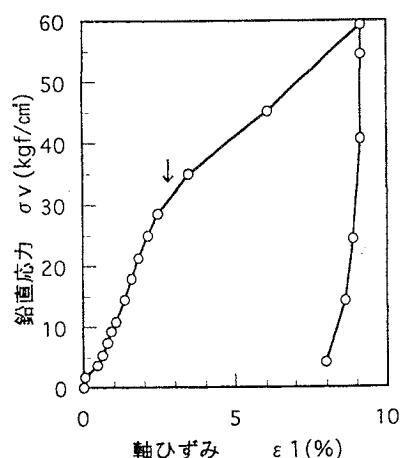


図 1 鉛直応力と軸ひずみの関係

が推測される。

図3は一次元圧密リングで求めた側方応力 σ_H と鉛直応力 σ_V の関係を示したものである。 $\sigma_H-\sigma_V$ 関係は図中のA点とB点の間で乱れを生じているが、B点以降では $\sigma_H-\sigma_V$ 関係には連続性が認められる。供試体セット時に供試体とリング壁面のクリアランスがあり、A点まではそのクリアランス内で鉛直応力の作用による側方への変位が発生する過程であり、B点以降で K_0 条件が満足されていると推測される。B点以降の $\sigma_H-\sigma_V$ 関係は直線関係にあり、B点までの $\sigma_H-\sigma_V$ 関係はB点以降の傾きに一致するとみなして、この直線を外挿することにより側方応力を補正した。補正に用いた直線関係には圧密降伏応力に対応するY点においてわずかに傾きを異にしていることからB点とY点間の直線関係を利用している。側方応力の補正量は2kgf/cm²である。

K_0 値は $\sigma_H-\sigma_V$ 関係の傾きとして求めた。Y点までは $K_0=0.52$ であり、それ以上の応力域では K_0 値はわずかに増加するが、Y点以降の $\sigma_H-\sigma_V$ 関係の傾きによる値は $K_0=0.56$ である。

いま、図3に示したB点以降は K_0 条件下にあるとみなして、応力経路を $p'-q$ 関係で図4に示した。ここに、 $p'=(\sigma'_V+2\sigma'_H)/3$ 、 $q=(\sigma'_V-\sigma'_H)$ である。図中には、等方圧密による圧密降伏応力25kgf/cm²および限界状態強度線 $M=q/p'=1.35$ の関係を示している。 $p'-q$ 関係は $e-p'$ 関係および $q-\epsilon_1$ 関係から求めた降伏点を境に傾きを異にしている。降伏曲面の概略を図中に示した。

4 まとめ

一次元圧密試験により石灰砂岩の K_0 値評価を試みた。不搅乱供試体ではセット時の供試体とリングのクリアランスを除くことは困難であるが、鉛直応力の作用により側方変位を発生させ K_0 条件を満足することにより K_0 値の評価ができるようである。

終わりに試料の提供と実験の便宜を計っていたいたい沖縄県北部土木事務所ならびに株式会社大東エンジニアリングに謝意を表します。

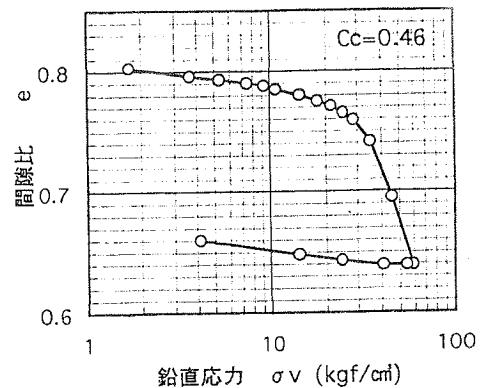


図2 $e-\log \sigma_V$ 関係

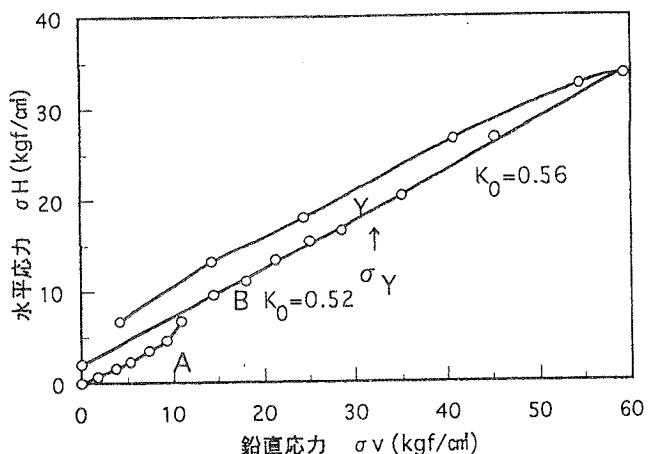


図3 側方応力と鉛直応力の関係

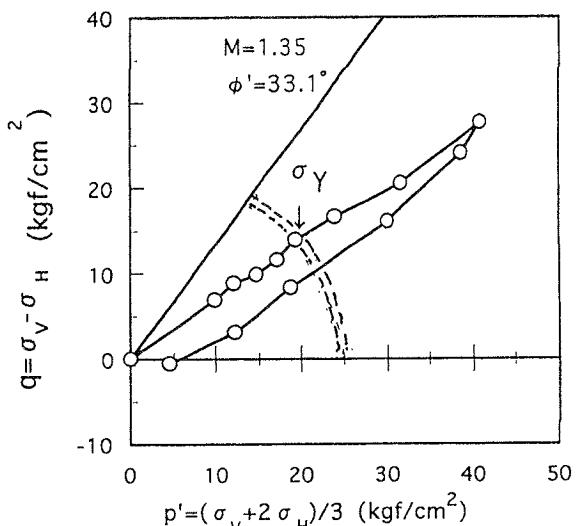


図4 有効応力経路

26 山岳トンネル事前調査における高精度屈折法地震探査の適用についての検討

沖縄県北部土木事務所 玉城要一

応用地質株式会社 ○松尾 淳

与那嶺満

1. はじめに

高精度屈折法地震探査は、従来の弾性波探査（地表起振・地表受振）では適用できない速度構造を再現できる画期的な探査手法として評価されており、多くの山岳トンネルで計画され、調査が実施されるようになってきた。

しかしながらその一方で、従来の探査手法で適用できないというだけで、弾性波探査そのものの限界を超えた調査や計画が多々見受けられるのも現状である。

本報文では、山岳トンネルにおけるモデル計算例や現場適用例をもとに、高精度弾性波探査を調査・計画する立場から、従来の手法と高精度屈折法地震探査の差異や高精度屈折法地震探査の利点と限界について検討を行い、探査を立案するうえでの留意点についてとりまとめた。

2. 高精度弾性波探査の特徴

高精度屈折法地震探査は、速度構造モデルを従来のように層構造としないで、多数の小さいセルの集合体として取扱い、トモグラフィ的手法を用いて解析を行う。このことから、以下に示す様な特徴を持つ。

- 1) 水平方向や深度方向に速度が変化する複雑な構造を再現できる。
- 2) 深度方向に漸次的に速度が変化する構造として再現できる（最大 15 層）。
- 3) ポーリング孔等を利用することにより逆転層の構造を再現できる。
- 4) コンピュータを用いることにより、客観的に解析できる。

3. 調査実施例

Nトンネルは、事前調査において弾性波探査が実施されており、トンネルフォーメーション付近の速度は4.0km/secと比較的良好な岩盤であると認識されていた。しかしながら、切羽の地山状況は脆弱であり、本トンネルにおける弾性波探査の適用が問題となつた。

調査地の地質は、地すべり調査で実施された地表地質踏査やボーリング調査において、逆転層の存在やトンネルと平行に速度の異なる地質が分布する等、非常に複雑な構造であることが判明した。

そこで、ボーリング孔を利用した高精度屈折法地震探査を計画し、速度構造の再現を試みた。

先ず、既存の弾性波探査の結果と地表地質踏査の結果を考慮して図-1の①に示す様な速度モデル構造を想定した。このモデル構造を再現するに最も適した起振・受振の配置計画を検討した。

図-1の②は、地表起振・受振のみの解析結果である。本調査地には、測線と平行する高速度層が存在するため、測線長を十分に取れない。そのため、地表起振・受振のみの配置ではトンネルフォーメーション付近の速度構造を再現できないことが明らかとなつた。一方、図-1の③は、地表と既存のボーリング孔を利用した場合の解析結果である。

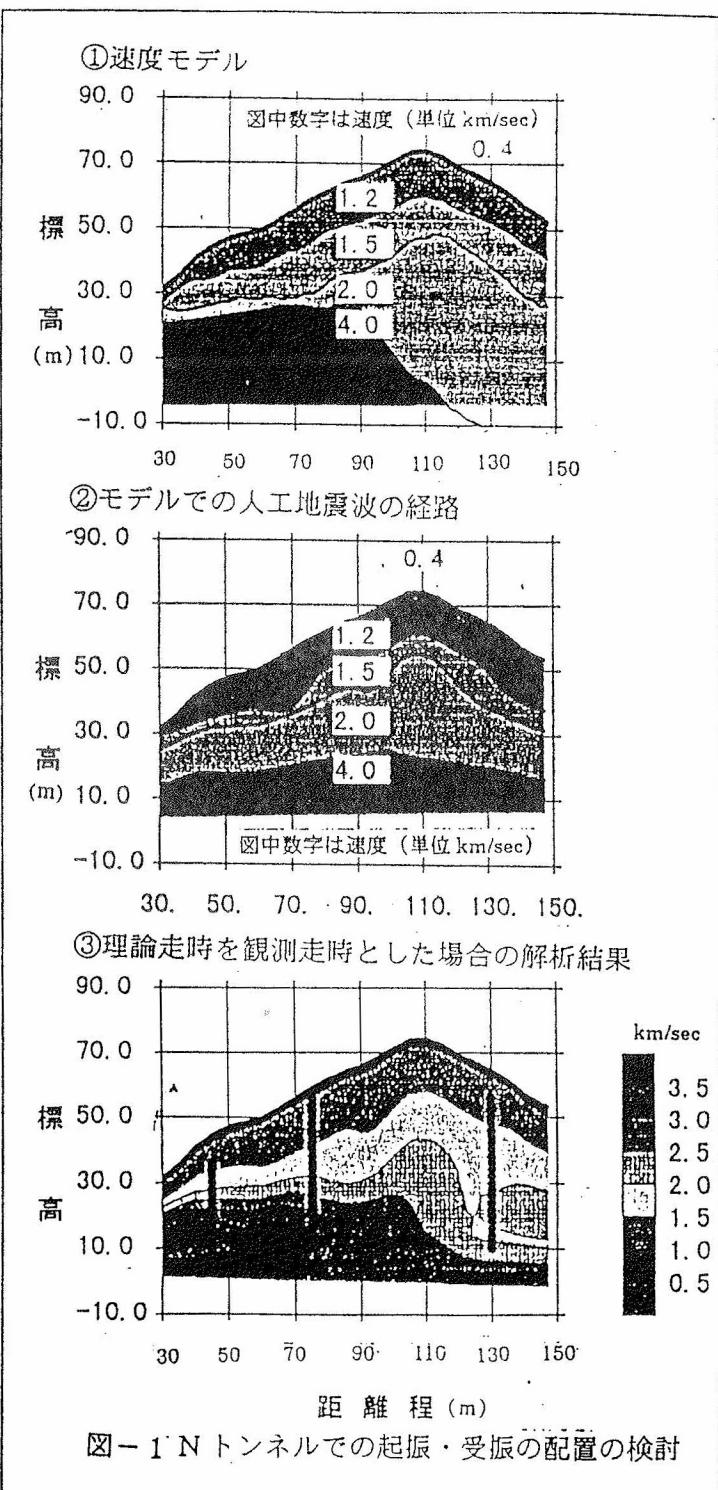
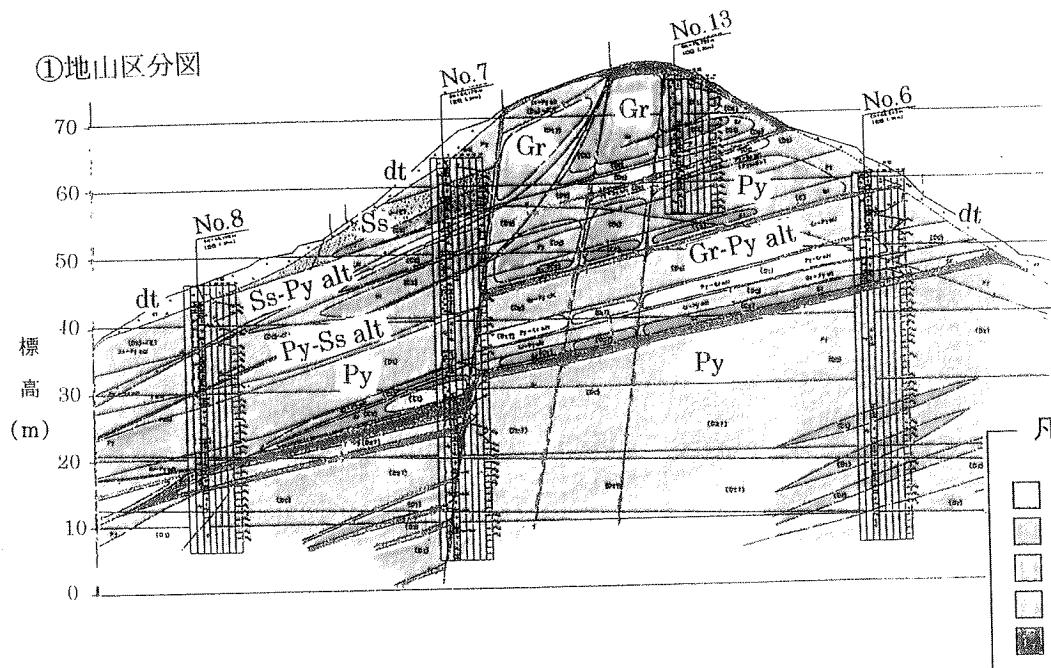


図-1 Nトンネルでの起振・受振の配置の検討



②高精度弾性波探査結果図

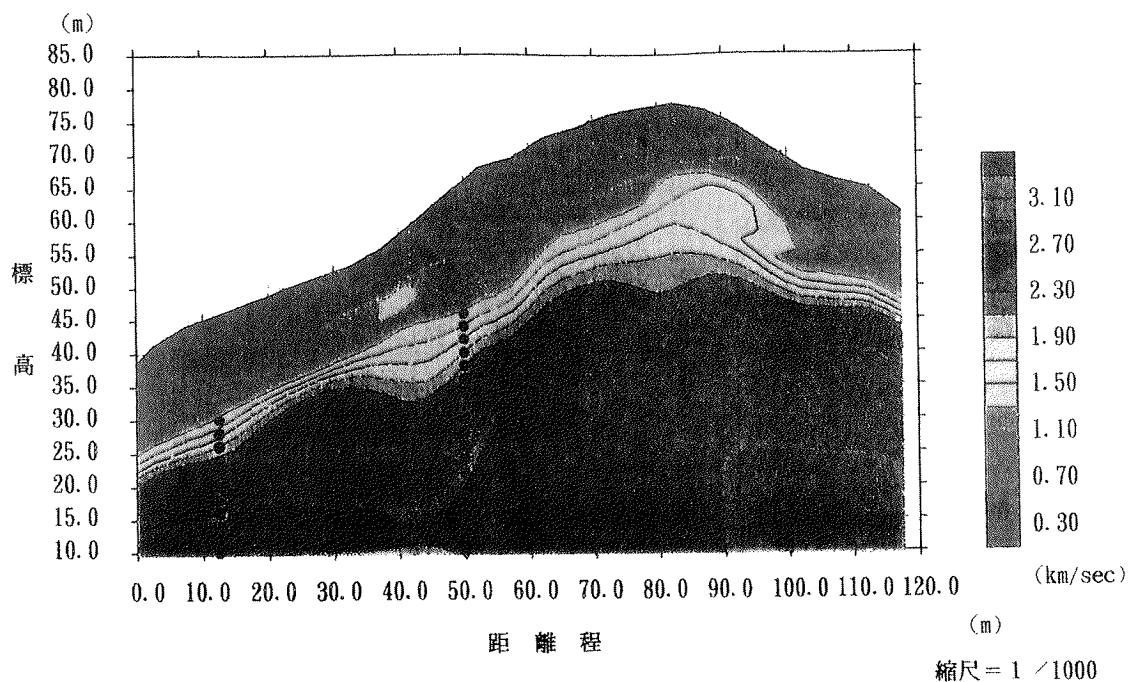


図-2 地質断面図と高精度弾性波探査結果比較

①と比べ、モデル構造を良く再現している。また、この場合にも、地表とボーリング孔間だけでなく、ボーリング孔間同士のデータを取得することにより、より精度の高い再現性を得ることができることが判明した。

上記の検討結果と現地条件等を考慮して、観測機器には多チャンネルの DAS-1 を使用することとし、表-1 に示す諸元で実施した。図-2 に、地質・岩級区分断面図と解析結果を示す。

表-1 測定時の諸元

同図に示す様に、高精度屈折法探査で得られた弾性速度構造は、地質・岩級区分図と整合性のとれた結果が得られている。特に、距離程 50m 付近に見られる速度構造の落ち込みは

ボーリングで検出されている断層に対応するものと考えられる。また、トンネルフォーメーション付近の速度は、概ね 3.0~3.6km/sec の速度を示しており、切羽状況と整合性が取れた結果となっている。

4.まとめ

高精度屈折法地震探査は、従来の弾性波探査では適用できない複雑な地質構造を示す場合や、二次調査において更に詳細な速度構造を把握する必要性がある場合に調査・計画されることが多い。このため、その名の通り『精度』を求められることになり、従来の探査より精度を上げた測定が必要となる。このような状況から、ボーリング孔の追加や孔内水位の確保（受振器の有効活用）等が必要となる場合も多いと思われる。しかしながら、高精度屈折法地震探査は、ボーリング孔等を追加するなどの若干の工夫により、複雑な速度構造を二次元的に探査できる画期的な探査手法でもある。今後、この探査手法を正当に評価してもらうためにも適切な計画を立案し、調査全体の成果と整合性を図りながら大切に活用して行きたい。

＜参考文献＞

- ・森伸一郎・原田卓弘・林宏一（1996）
屈折法地震探査データとハイドロフォンデータの複合解析の例
物理探査学会第 94 回学術講演会講演論文集、159-163
- ・林宏一・斎藤秀樹（1995）
屈折法地震探査におけるパス計算による解析断面の自動修正
物理探査学会第 93 回学術講演会講演論文集、76-80
- ・林宏一（1997）
デジタル多チャンネル測定システムを用いた高精度屈折法地震探査
物理探査学会第 96 回学術講演会講演論文集、177-181

沖縄地盤工学研究会

会長 上原 方成 琉球大学工学部

副会長 宜保 清一 琉球大学農学部
小波藏 政良 株式会社 沖技

実行委員

安里 昭 オパス株式会社
伊野波 盛義 株式会社 中央建設コンサルタント
加藤 進 琉球大学工学部
喜捨場 辰哉 浦添市
喜納 源太 岡三興業株式会社
国吉 真孝 株式会社 大富建設コンサルタント
下地 康之 株式会社 ソイル開発
新垣 健二 株式会社 沖縄建設技研
砂川 尚之 株式会社 日興建設コンサルタント
平良 聰 株式会社 沖技
千村 次生 沖縄県地質調査業協会（梶谷エンジニアリング（株））
渡嘉敷 直彦 琉球大学工学部
原 久夫 琉球大学工学部
宮城 富夫 上城技術情報株式会社
森田 敦 沖縄県土木建築部技術管理室
吉沢 光三 株式会社 清光研究所
与那嶺 満 応用地質 株式会社

広 告 目 次

会 社 名

(株) 朝日建設コンサルタント	1
(株) アジア測量設計	1
旭化成建材 (株)	1
(株) 岩下建技コンサルタント	2
(株) 沖成コンサルタント	2
(株) 大富建設コンサルタント	2
大野産業 (株)	3
(株) 大久組	3
応用地質 (株)	3
岡三興業 (株)	4
(株) 沖技	4
(株) 沖縄維持開発	4
沖縄基礎 (株)	5
(箇) 沖土質コンサルタント	5
オパス (株)	5
(株) 沖縄建設技研	6
(株) 沖縄土木設計コンサルタント	6
(株) 沖縄物理探査	6
(株) オモト建設コンサルタント	7
錦城護謨 (株)	7
(株) 協和建設コンサルタント	7
(株) 国建	8
(株) 鴻池組	8
(株) 芝岩エンジニアリング	8
上城技術情報 (株)	9
(株) 誠研舎	9
(株) 清光研究所	9
(株) 大栄組	10
(株) 大東エンジニヤリング	10
(株) 東京ソイルリサーチ	10
(株) 匠エンジニヤリング	11
(株) 中央建設コンサルタント	11
(株) 日興建設コンサルタント	11
地質調査業協会	12
不動建設	13
(有) 三角エンジニアリング	13
三井石化産資 (株)	13
蝶理 (株)	14
(有) ホープ設計	14
琉球セメント (株)	14
琉建設計 (株)	15
新構造技術 (株)	15
奥村組土木興業 (株)	15
(有) 沖縄地盤調査	16
積水化成品工業 (株)	16

土木 { 企画・調査・測量・設計・土質調査
施工管理業務全般



株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役 友利徹夫 専務取締役 島田信明
専務取締役 野里耕正 常務取締役 比嘉武光

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

- ◆測量全般 ◆都市計画 ◆区画整理
- ◆土木設計 ◆上下水道 ◆農業土木
- ◆補償業務 ◆土質調査 ◆施工管理



株式会社 アジア測量設計

代表取締役 松川清康

本社 〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

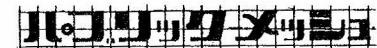
電話 (098)877-6738 (代表)

FAX (098)879-6607

《人と環境にやさしく大地にたくましい旭の土木資材》

～信頼の高い技術で地域に貢献～

- パブリックドレーン 砂・碎石に代わる板状両面排水材

-  超軟弱地盤補強用

- *TyPar* タイパー

土木用地盤安定シート・土木用フィルター材

〒530-8205

大阪市北区堂島浜1-2-6 新ダイビル4階
TEL. (06) 347-3311 FAX. (06) 347-3313

旭化成建材 株式会社



土木・農業土木・調査、測量、計画
設計・土質・地質調査・施工監理
補償コンサルタント業務

株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地 嶽 取締役専務 仲本 政功
取締役常務 長堂 嘉光

本 社 〒901-2102 沖縄県浦添市字前田1529-1
☎(098)879-6489(代)・FAX(098)877-0478
宮古営業所 〒906-0013 沖縄県平良市下里1338-2
☎(09807)2-6906



株式会社 沖成コンサルタント

■ 営業種目 ■

〔一般土木・農業土木・調査・測量・計画設計
土質調査・地質調査・施工監理・磁気探査〕

代表取締役社長 上地邦男 専務取締役 上地申一(11期)

●本 社: 〒902-0061 沖縄県那覇市字古島119番地の1
電 話 (098)884-2601(代)
FAX (098)884-4840



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役社長 上原武雄

専務取締役 与那嶺肇

常務取締役 高江洲一宏

本 社 / 〒901-2133 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電 話 (098)877-8221(代表)
FAX (098)877-8260

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル® 「製造装置及び製品特許登録」

野 大野産業株式会社

代表取締役社長 大 湾 政 助

たから工場(ホワイトコーラル製造) 東風平町字高良267-2番地 ☎098-998-3065(代)
本 社(生コン工場) 南風原町字新川345番地 ☎098-889-4303(代)

特殊技術で県土を築く総合建設業

株式会社 大久組

代表取締役 照屋 騰

本 社：浦添市勢理客555番地の2
☎ (098) 876-5680
FAX (098) 876-9656



人類の新しい創造力は、大地を知る技術
から生まれます。未来へ向けての、とても
重要なテーマに取り組む応用地質です。
これから、ますます。

応用地質株式会社

〒102-0073 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL(03)3234-0811

沖縄支社：〒900-0025 沖縄県那覇市壺川165番地 TEL (098) 855-3515

土木資材、新工法のパイオニア

岡三興業株式会社 沖縄営業所

〒900-0015 那覇市久茂地2丁目9-7 住友生命那覇久茂地ビル6F

☎098-862-6280 FAX098-862-6251

【景観商品】

- ・ロックステージ(人工岩)
- ・サンニーウッドハイコン
(永久自然木)
- ・モニュメント

【盛土工法】

- ・多数アンカー(垂直擁壁)
- ・ウェブソル(垂直擁壁)
- ・EPS(軽量盛土)
- ・テンサー(ジオグリッド)

【軟素材】

- ・CPドレーン(繊維透水管)
- ・ローマット
(湿潤ベントナイトシート)
- ・リベラーラーク(炭素繊維)

建設コンサルタント・測量
地質・土質調査・施工監理



株式会社

沖

技

代表取締役社長 小波藏政 良
代表取締役副社長 比嘉龍三郎
専務取締役 兼城昇
常務取締役 名渡山愛二

事務所: 浦添市屋富祖3丁目33番3号(山城ビル2F)
電話(098)878-6575
FAX(098)876-7408

一般・土木工事・交通安全対策工事・土木建設資材販売業

株式会社 沖縄維持開発

代表取締役 外間安洋

取締役工事部長 根間幸吉

本社 〒902-0072 沖縄県那覇市字真地169-1
電話(098)889-0391 代
FAX(098)889-0393

事業本部 〒901-1105 沖縄県南風原町新川300
電話(098)888-2727 代
FAX(098)888-2777

営業種目 { 測量全般・土質調査及び試験
農業土木・一般土木・上下水道
都市計画事業等の調査計画設計及び施工管理

沖縄基礎株式会社

〒904-2161 沖縄県沖縄市字古謝1126番地
電話 (098)934-7788
FAX (098)934-7766

営業種目

建設コンサルタント業務・地質及び土質調査業務
測量業務・磁気探査業務・施工管理業務



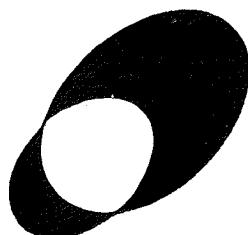
合資会社 沖土質コンサルタント

建設大臣登録 測量業(8)-4599号
地 質 調 査 業(9)-1061号

代表者 大底 隆一
常務 知名 朝盛

本社：沖縄県浦添市勢理客560番地の1 電話 (098)877-4583・879-4470

環境創りに奉仕する!



オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

代表取締役 与那嶺 健和
取締役副社長 宮城 利昭 取締役専務 安里 幸男

本社 浦添市字前田1728番地の4 TEL.(098)877-7120
事業本部 宜野湾市嘉数2-17-3 TEL.(098)897-7201(代)
北部営業所 名護市世富慶485-2 TEL.(0980)52-0218

～自然に優しく 未来を見つめて～

営業種目 { 測量業務、建設コンサルタント業務
地質・土質調査業務、土木施工管理業務



株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川 徹男 専務取締役 富田 清
技術 術士 常務取締役 金城 真明 取締役 栗国 明

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5 - 103号
TEL (098)876-4805(代) FAX (098)876-7230

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

営業種目 { 測量全般・土質および基礎・河川・砂防
および海岸・港湾および漁港・道路・上水
道および下水道・農業土木・その他建設
工事に関する調査・計画・設計および管理



株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

取締役会長 宮里安雄
代表取締役社長 比嘉弘政

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号
TEL (098)877-4634 FAX (098)876-0759

磁気探査・地質・土質調査・測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(4)-13320号

代表取締役 平良恒男

〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)
電話 (098)834-4547(代)
FAX (098)833-1319

営業種目
測量業・地質調査業
建設コンサルタント

株式会社 オモト建設コンサルタント

測量業登録第(5)-9047号
建築士事務所登録第263-727

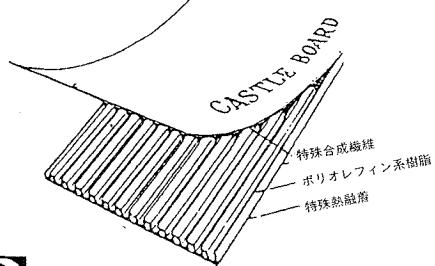
代表取締役 成底弘敏

取締役 成底勲 取締役 比嘉清

本社 〒900-0005 那覇市字天久816番地 八重山支店 〒907-0024 石垣市新川2454-4番地
電話 098(863)6782・6783 電話 09808(2)2743
FAX 098(861)3830 FAX 09808(3)1138

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番5号
TEL 0729(92)2321-9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL 03(433)2631-3(新橋森ビル4F)

大深度施工実績
中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店

株式会社 南興

那覇営業所 〒903-0804 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (098)884-2574㈹
FAX (098)886-2512
本社 〒902-0076 沖縄県那覇市与儀1-5-2
南洋土建ビル3F
TEL (098)854-1161

営業種目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
都市計画・上下水道・地質及び土質調査

株式会社 協和建設コンサルタント

代表取締役会長 東江憲六
代表取締役社長 大城晃
代表取締役副社長 島袋定雄
常務取締役 宮城吉夫
取締役土質調査部長 仲村起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098)879-5016

総合建設コンサルタント

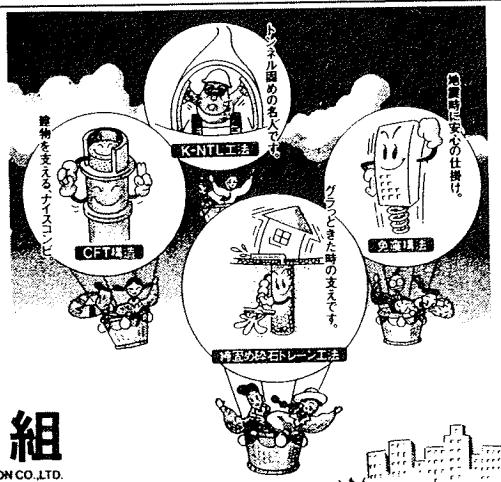
建築設計
建築構造設計
電気・機械設備設計
土木設計
土質調査
測量
都市・地方計画
住宅相談
リゾート開発計画



株式会社 国 建

本 社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL (098)862-1106(代)
東京事務所 〒113-0021 東京都文京区本駒込6-2-9 TEL (03)5395-6211(代)
福岡事務所 〒810-0004 福岡市中央区渡辺通5-14-12 TEL (092)732-6990(代)

暮らしのすみずみにある、鴻池組の技術。
地下、山地、ビルの中……さまざまな所で
活躍する鴻池組の技術。目立つ存在とは言
えませんが、でも、見えないところでしっかり
と、暮らしの快適や安全を支えています。ま
るで、縁の下の力持ちのよう、あなたを
見守る鴻池組です。



魅になる技術で、
街を快適に。



鴻 池 組

KONOKO CONSTRUCTION CO., LTD.

本社／大阪本店●〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1 TEL06(244)3500

東京本店●〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-11 TEL03(3296)7700 仲橋営業所●〒902-0067 那覇市安里102(日生安里ビル) TEL098(868)1914

営業種目：建設コンサルタント業務・測量業・地質調査業務
より快適・安全な環境(土木空間)をデザインする



株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役
会長

上地竹芝(土木)
(3期)

代表取締役
社長 与那霸強

取締役
技術本部長

友利龍夫(土木)
(14期)

技術部次長 知花悟(土木)
(20期)

本 社 〒901-2132 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎098(879)4325(代)

文明を創造する技術のネットワーク



上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-2132

沖縄県浦添市伊祖一丁目21番2-303号 ☎ (098) 876-2815(代)
FAX (098) 878-4054

営業品目

土質・地質 力学試験機総合製造販売・研究設計
土の物理試験・一軸圧縮試験機・三軸圧縮試験機
せん断試験機・圧密試験機・コアーキャッチャー
式サンドサンプラー



株式会社

誠 研 舎

代表取締役 伊藤政雄

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5
電話 (03) 3834-4201
FAX (03) 3834-0825

※建設コンサルタント

道路・橋梁・河川・砂防・港湾・上下水道

地盤・都市災害・地盤改良(計画・調査・設計)

※測量全般・土質調査・施工管理 ※制御システム開発



株式会社 清光研究所

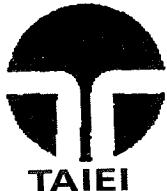
代表取締役 吉沢光三

〒901-2103 沖縄県浦添市仲間50-3

TEL 098(877)4859

FAX 098(870)5094

より豊かな県づくりに寄与する
総合建設業



株式会社

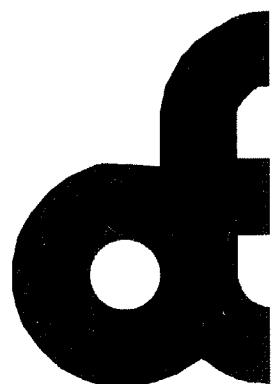
大 栄 組

代表取締役 大城栄信

- 本 社 〒901-2122 浦添市字勢理客555番地の2 ☎ 877-8556(代)
FAX 876-5664
- 北部営業所 〒905-0012 名護市字名護4586番地 ☎ (0980)52-1570

確かな手応えを未来へ

株式会社
大東エンジニアリング

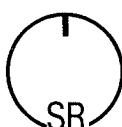


建設コンサルタント業・測量業
地質調査業

代表取締役社長
大城栄篤

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客555-2
TEL (代表) 098-878-1381
FAX (代表) 098-876-0793
技術部・調査部専用 FAX 098-875-6821

- 地質調査業者登録 ●建設コンサルタント登録 ●一級建築士事務所登録
 - 測量業者登録 ●計量証明事業登録 ●建設業許可
- ※原位置凍結サンプリング ※動的大型三軸試験 ※中空ねじり試験
※構造物診断 ※地盤改良(バイブロフロテーション)



株式会社

東京ソイルリサーチ

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL 03-3410-7221 FAX 03-3418-0127
代表取締役 大槻朝雄

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL 098-878-6299 FAX 098-876-5512
所 長 吉 森 正 文

地域の明日と共に考える



株式
会社



エンジニアリング

建設コンサルタント業務・地質・土質調査業務

建設省登録測量第(4)-11608号

1級建築士事務所 第192-1883号

補償コンサルタント 補9-3164号

(社)日本補償コンサルタント協会会員

代表取締役 金城惠勇

〒902-0061 沖縄県那覇市古島70番地1

電 (098)868-1645(代) FAX (098)866-3786

営業種目

土木関係の調査・計画・設計・監理、測量全般、

地質・土質調査・試験、地下水調査及び開発

交通調査・交通計画



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役 砂川晃章

取締役専務 砂川昌逸

取締役常務 比嘉定喜

取締役 友利和夫

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号

電話 (098)877-4390(代) FAX (098)876-2661

営業種目 {建設コンサルタント業務・地質及土質調査業務
施工管理及磁気探査業務



株式会社 日興建設コンサルタント

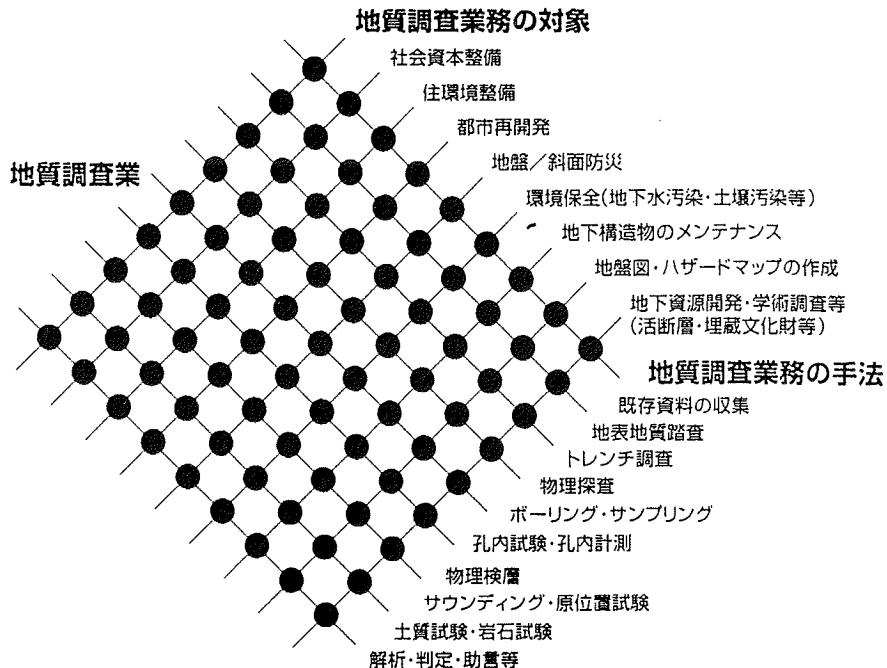
代表取締役 砂川恵常

本社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号

電話 (098)877-1667(代)

FAX (098)877-0914番

地球時代の知識情報サービスを目指して
 “To serve as a Geo-doctor/Geo-consultant”



社団法人 全国地質調査業協会連合会
 沖 縄 県 協 会

〒901-2102 沖縄県浦添市字前田 1529-1
 電話 (098) 879-9409 · FAX (098)877-0478

- | | |
|-----------------|--------------------|
| (株) アジア技研 | (有) 南西土木設計 |
| (株) 岩下建技コンサルタント | (株) ニーズエンジニアリング |
| 応用地質 (株) 沖縄支店 | (株) 日興建設コンサルタント |
| (有) 大知企画コンサルタント | (有) 宮古磁気開発 |
| (株) 沖 技 | 琉球建設コンサルタント (株) |
| (資) 沖土質コンサルタント | 梶谷エンジニア (株) 南西支店 |
| 沖縄基礎 (株) | 大和探査技術 (株) 沖縄営業所 |
| (株) シビルエンジニアリング | (株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所 |
| (資) 新藤土質調査 | (株) ニチボー沖縄支店 |
| (株) 大洋土木コンサルタント | |

—技術と誠実で奉仕する—



不動建設

取締役社長 市吉正信

沖縄営業所長 石井隆行

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06)201-1121

沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

◆ 営業種目 ◆

土木設計・農業土木・測量全般・土質調査
区画整理・上下水道・施工管理



有限会社

三角エンジニアリング

代表取締役 金城昇

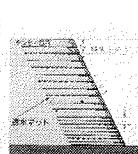
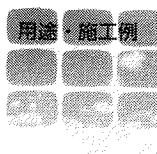
〒901-2114 本社 沖縄県浦添市字安波茶2番地

TEL(098)878-7534(代) FAX(098)878-7853

テクノロジー

●日本 九州技術開発

1984.8.5.1



三井石化産資株式会社

福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX (092)752-0769

沖縄営業所 〒900-0002 沖縄県那覇市曙2丁目27番4号
(ペガサスマンション403号)

☎(098)868-5672 FAX (098)869-7146

★赤土流出抑制シート

★緑化式擁壁工の設計・施工

テクトン

高性能フィルター材



蝶理株式会社

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大阪本社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7

TEL. 06(228)5356 FAX. 06(228)5210(担当/新名)

東京本社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3

TEL. 03(3665)2286 FAX. 03(3665)2431(担当/内田)

福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7

TEL. 092(781)8476 FAX. 092(712)2079(担当/須山)

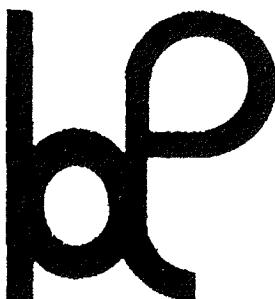
M I C H I B I K I P L A N N I N G



合資会社 導プランニング

〒904-2173 沖縄市宇比屋根2040番地
TEL 098-932-2226 FAX 098-932-2227

大地に希望を架ける



有限会社 ホープ設計

測量全般・土質調査・一般土木・橋梁
地滑り防止対策・港湾・漁港
都市計画・上下水道・システム開発

代表取締役

高嶺哲夫

☎ 902-0064

沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5

寄宮市街地施設1F-1

☎ 098-836-7181 FAX 098-836-7183

郷土の資源で郷土をつくる



琉球セメント

代表取締役 宮里俊一

本社

浦添市西洲2丁目2番地2

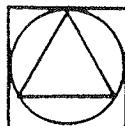
☎ (098) 870-1080(代)

屋部工場

名護市字安和1008番地

☎ (0980) 53-8311(代)

土木設計・測量全般・土質調査・都市計画・農業土木設計
造園設計・建築設計・設備設計・工事監理・その他



琉建設計株式会社

代表取締役社長 瑞慶覽 頴(土木2期) 取締役常務 中松竹吉(土木16期)

代表取締役専務 安室雅夫(土木8期) 顧問 金城新明

沖縄県浦添市大平2丁目20番1号(レジデンスたくし1階)

TEL (098) 877-2622 FAX (098) 877-7297

建設コンサルタント

道路、橋梁、河川、トンネル、公園、測量、地質、構造物診断、港湾、上下水道、都市計画

調査、計画、設計、試験、解析、施工管理



新構造技術株式会社

代表技術士 横岡武之 専務取締役 技術士 曽川文次
取締役社長 九州支店長

本社: 〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目42番20号(住友不動産亀戸ビル)

電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九州支店: 〒812-0012 福岡県福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)

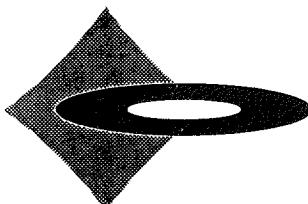
電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

支店: 東京・東北・北関東・北陸・名古屋・大阪

事務所: 長崎・南九州

大地のように、大樹のように。

のびやかでまっすぐな気持ちで、人と社会の豊かな未来を創造したい。



NICE WORK

OKUMURA

ナイsworth

Nice communication

私たちは、最新技術と柔軟なコロコロで人と社会にナイsworthの「WA」を広げ、豊かな環境づくりにチャレンジします。

奥村組土木興業株式会社

本社/〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号 TEL.(06)572-5301(代表)

支店/東京・京都・兵庫 営業所/神奈川・広島・岡山・滋賀・奈良・徳島・高知・和歌山 他

営業種目●土質試験●地質調査●さく井工事●磁気探査
地中の謎を解き、地域に貢献します！

OJC (有)沖縄地盤調査

代表取締役 仲 嶺 茂

本 社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL (098)936-9955
営業所 〒904-2172 沖縄県沖縄市泡瀬1-2-28 TEL (098)938-2226

セキスイの土木資材

積水化成品工業株式会社

〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神1-10-24（三和ビル3F）
☎ 092-771-3766 FAX 092-771-1176

EPS土木工法（軽量盛土工法）
エスレンTYKフォーム（化粧型枠）
ビオフロート・グリーン（植生浮島）
スーパーソイルエン工法（人工地盤緑化）

表紙写真説明

那覇空港新ターミナル地域完成イメージ

那覇空港は3,000m滑走路1本を有し24時間運用が可能な空港であり、沖縄の空の玄関口として重要な位置を占めている。平成8年の利用者数は国内旅客881万人(全国第5位)、国際旅客40万人(全国第7位)に達し、今後も利用者の増加が見込まれている。

しかし、那覇空港の旅客ターミナル施設の狭隘化、老朽化が進むとともに、本土線、離島線ターミナルの分散により利用者の利便性が低下している。そこでこれらの問題に対応するため、第6次空港整備五箇年計画(平成3年度～7年度)において新しい旅客ターミナル地域の整備を位置付け、平成3年度に事業着手、平成11年度春頃に新旅客ターミナルビルの供用開始、平成14年度完成を予定している。

新ターミナル地域は現国際ターミナルビル南側に位置し、大きく新国内線旅客ターミナルビル、駐機場(エプロン)、立体駐車場からなる。新国内線旅客ターミナルビルは年間利用者数1,300万人に対応した施設として、地下1階地上5階建てとして整備され、延床面積は現状の3倍にあたる約7万8千m²、スポット数は約2倍の13の規模となり、現在整備が進められている都市モノレールとも連絡される。また、出発階を3階、到着階を1階に分離することでターミナル前の道路混雑を緩和することとしている。エプロンについては平成4年時の25バースから43バースに移設、拡張され、立体駐車場については、新国内線旅客ターミナルビルに隣接する敷地に計1,250台分の駐車スペースを確保した3階4層鉄骨造構造の立体駐車場となる。

(文責：沖縄総合事務局開発建設部)

第11回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

1998年11月13日発行

編 集 第11回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

発 行 沖縄地盤工学研究会
〒903-0213 沖縄県西原町字千原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL (098) 895-8672

印 刷 株式会社 太陽
〒901-2114 浦添市安波茶265-1
TEL (098) 876-4188