

第五回沖縄土質工学研究発表会
Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1992

講演概要集

五周年記念号



1992年11月18日

(沖縄コンベンションセンター)

沖縄土質工学研究会

沖縄土質工学研究発表会5周年を迎えて

琉球大学工学部 上原 方成

1988年11月13日の第一回研究発表会開催にあたって、Regional Soils, Local SoilsとGeotechnical Engineeringの接点を求めての交流・情報交換の場にこの研究発表会が貢献できることを期待したいと申し上げました。「沖縄土質工学研究会」は地元の官民学の有志でその前年に発足したのですが、光陰矢の如しではや5周年をむかえるに至りました。これもひとえに学内外の実行委員会各位のたゆまぬご努力と関係機関、企業のご協力の賜物と深く感謝申し上げます。この間、第2回には許副会長、第3回には新城副会長、第4回には宜保副会長らのご挨拶もいただき、また、九州大学名誉教授・九州産業大学教授 山内豊聰先生の変わらぬバックアップもいただきましたこと茲に厚く御礼申しあげたいと思います。また、毎回 講概集の表紙を飾るカラー写真についても、県内の文化財、社会資本関連構造物や施設のメモリアルなものを企画掲載してもらい花を添えていただいたことも誠に幸運に思います。更には、国立国会図書館から 国際標準逐次刊行物コード番号 ISSN 0917-5687 が授与され、第4回講概集表紙にそれを明示し、第1回講概集にさかのぼって毎号国会図書館へ進呈できましたことも、本会として光栄であると思う次第であります。

5周年を迎えるにあたって、時あたかも沖縄の復帰20周年の年、首里城公園開園の月であること、近年の環境保護・保全、文化財・遺跡等の保護・保全の時代であることを考え合わせると、本会の輝かしい未来への節目になるものと喜びにたえません。このこともあるて、日本土質工学会において「遺跡の土質工学的保存技術に関する研究委員会」の本年度発足をも記念して、特別にセミナーを企画し、日本、中国、地元の造詣の深い先生方に講演をいただきました。まさに、時宜を得た催しだと内心自負しており、土質工学、環境地盤工学の熱い思いをこの沖縄でも発揮し広く認知を得ることができれば、望外の喜びとなりましょう。

沖縄諸島での臨海造成軟弱層、サンゴれき混じり地盤、琉球層群地盤や、島尻層群、北部变成岩地帯のすべり・崩壊や国頭まあじ(赤土)の崩壊・流出などなど、これから対処、解決していくかなければならない地盤工学上の課題が山積しています。この研究発表会を通して、お互いの貴重な経験実績を埋もらせず、調査研究成果を持ち寄って、知識情報交換を深め、切磋琢磨していくことを願って止みません。その活動こそ、「地方の時代」に沿う地域の発展、工学校の発展、更にはエンジニアの資質・地位向上につながるものとなりましょう。これからも共に頑張りましょう。

1992年11月18日

5周年記念大会開催にあたって

沖縄土質工学研究会副会長
琉球大学教授 宜保清一

本研究発表会は、5回目を迎え、益々充実したものとなっている。これは会員をはじめ行政と業界の皆さんとの御協力の賜であり、喜ばしいことである。5周年を機会に、土質工学とその関連分野に対して日頃感じている点について二、三述べる。

昨今の沖縄でも、新石垣空港建設に代表されるように、開発か環境保護かの対立の様相が深刻化している。両方に関係を持つ土質工学が当然クローズアップされるかなと、期待しているが、未だ縁の下の力持続的存在的域を出ない。マスコミでは、土質工学は開発の分野に属し、その環境保全への貢献は認識されていないようである。このことの大部分は我々のPR不足によるものであるが、存在感がないと、関係者にあまり張合いが出るのは当然である。土質工学の分野の社会的貢献を分かりやすく広く一般に知らせる必要がある。

ところで、農業および土木建設業にかけり（？）が出来てから久しく、人材確保で苦惱している。後継者・担い手、これは面倒な問題である。第一次・第二次の各産業とも極端な人手不足であり、3K職場と毛嫌いされている分野も相当ある。土木・建築・農業工学等の工学分野は、それぞれ国内外の経済活動の基盤整備、国土保全、食糧生産等人間生活の根幹をなすものであり、必要不可欠であることは周知の事実である。これら工学の分野が、単に道路・橋・ダムの建設、農地造成だけでなく、国民の快適生活空間の整備と国土保全、地球環境の保護を担っていることを、再三再四、広く一般にアピールすべきであろう。他方では、この分野の技術に対する適正評価をすべく、国民のコンセンサスを得る必要がある。技術者の確固たる社会的・経済的位置づけは、職種の魅力度の判別の大きな要素になる。

ご存じのように、土質工学は土質力学上の原則を上記の工学分野に応用するための学問であるが、すでに遺跡の保存修理や復元のためにも土質工学的活動が国際的に始まっている。山内先生の”遺跡土質工学”の発展による土質工学の文化的寄与に期待したいものである。

最後に、この研究集会が、沖縄の土と地盤における工学的諸問題とその解明、および開発と環境保全についての産官学の情報交換の場として一層発展することを願い、関係機関および会員各位の末永き御支援を切に望む次第である。

1992年11月18日

隨 想

沖縄土質工学研究会副会長

琉球大学 許 光瑞

小生は1981年 7月に琉球大学に赴任いたしました。翌年、全国の土質工学研究発表会が那覇で開催され、学会本部から実行委員会の一員として命じられました。来沖早々で、沖縄の土質について何も知らなく、若干の戸惑いも感じました。しかし、これを機会に九州支部の先生方にも接触する機会が多く、九州・沖縄の土質について勉強する機会を得ました。一方、小生にとって都合が良かったのは、元の同僚（金光英雄氏）が平安座C T S の現場所長をしていたことです。その方の案内で沖縄のいろいろな土質を見る機会を得ました。この方は土質について非常に勉強熱心で、後に幾つかの宿題を与えられ、何回か琉大の先輩の先生にお世話になったことをよく覚えております。

一方、私は日本建築学会沖縄支所長も命じられており、よく東京の友人から沖縄の地盤図はないだろうかと尋ねられました。丁度その頃に県内ではP C杭がよく用いられるようになり、幾つかの現場で破損を調査する機会を得ました。この話はもともと建築関係のグループ、杭のメーカーのグループ、大学および県の間で、研究会を計画しておりました。これはどちらかと言うとトラブル処理の勉強が多く、この機会に沖縄地盤図を勉強しようとしていました。上原先生にお伺いしたところ、土木工学科では既に幾つか着手されており、木崎甲子朗先生や古川博恭先生も部分的な地盤図を出していることを聞き、大変安心しました。

丁度この時期でしたが、山内豊聰先生のご指導を受けまして、上原先生がリーダーになり、待望の沖縄土質工学研究会を発足することになりました。県内の優秀な技術者も参画され、まさに産官学一体の研究会であります。会員もこ

れを契機にお互いに切磋琢磨し、今回で5周年を迎えることになりました。もう一点特に取り上げたいのは、現場の技術者から吉沢光三氏が中心になり、これも山内豊聰先生のご指導のもとで、地災研究会というグループが作られました。地災研究会のメンバーは現業者（県外業者を含む。）がほとんどで、大変よい仕事をされていることを聞いております。沖縄土質工学研究発表会概要集（第1～5回）にも数々提出されているようです。

以上のように、沖縄土質研究会、地災研究会とも積極的に動かしているのは、これは何と申しましても山内先生、上原先生らの御指導に賜るものが多く、また会員の皆様方の積極的協力による賜と考えられます。

思い出話の隨想になりましたが、とりとめのないつづりをお許し頂いて、これから沖縄土質研究会のなお一層の御発展をお祈りして止みません。

1992年11月18日

目 次

土質工学会セミナー資料

沖縄県遺跡の技術と保存 - 地盤工学の立場から -	1
九州産業大学工学部：○山内 豊聰	
遺跡の技術と保存	5
九州産業大学工学部：○山内 豊聰	
中国の遺跡・埋蔵文化財における土質工学的保存技術に関する幾つかの問題	15
中国 天津大学：○薛 壘成	
遺跡とその保存技術	16
(株) 鴻池組技術研究所副長：中澤 重一	
原始琉球人の環境適応	21
沖縄県立図書館資料編集室：○安里 嗣淳	

沖縄土質工学研究発表会

1. 国頭まあじ土における浅層土中温度の変動について	23
琉球大学工学部：○川上 呂二・大湾 朝亮・金武 保貴	
上原 方成・原 久夫	
2. 国頭まあじ土のセメント系混和材混入による一軸圧縮強度と スレーキング特性の変化について	27
琉球大学工学部：○大湾 朝亮・川上 呂二・金武 保貴	
上原 方成・原 久夫	
3. 沈砂池等からの低濁度排水に関する研究	31
琉球大学農学部：○翁長 謙良・吉永 安俊	
4. 大規模掘削に伴う島尻泥岩の変形挙動について	35
応用地質（株）沖縄営業所：○田中 敏彦	
5. 瑞慶山ダムの堤体材料について	39
北部ダム事務：○伊佐 真幸・棚橋 通雄・山本 力・植田 憲治	

6. 補強土壁（ウェブソル）工法の盛土材料について	43
岡三興業（株）開発部：○小浪 岳治・丸山 健吉・江口 哲志	
山口大学工学部：○村田 秀一・山本 修三・木村 健一	
7. 多数アンカー式擁壁工法による、国頭村での施工例	45
岡三興業（株）：○喜納 源太	国頭村：島袋 成年
8. 粒状土（路盤材料）のせん断特性と等値換算係数の関係について	47
（財）沖縄県建設技術センター：○安里 嗣也・宮城 武敏・親川 剛	
仲 清・松島 良成	
9. 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討（その2）	49
北部土木事務所：○松島 良成	
（財）沖縄県建設技術センター：宮城 武敏・親川 剛・安里 嗣也	
10. 粘性土の繰り返しせん断特性に関する実験的研究	51
その1：中城湾埋立地海成粘土の一面せん断試験について	
琉球大学工学部：○許 光瑞・加藤 進	鉄建建設：塚脇 正裕
ナショナル住宅：藤村 英樹	
11. 粘性土の繰り返しせん断特性に関する実験的研究	55
その2：中城湾埋立地海成粘土の単純せん断試験について	
琉球大学工学部：許 光瑞・加藤 進	清水建設：○上間 啓之助
（株）長谷工コーポレーション：宇都宮 満明	
12. 島尻粒粘土の応力比一定繰返し応力下での変形特性	59
琉球大学工学部学生：○棚原 康之・上原 誠・原 久夫・吳屋 健一	
13. 埋立地盤における圧密沈下に関する一考察	63
（株）沖縄建設技研：○新垣 健二・金城 正幸・砂川 徹男	
14. 粘土の非線形透水性を考慮した圧密解析	65
琉球大学工学部：○原 久夫	
15. 砂供試体におけるメンブレンペネトレーションの評価方法について	69
琉球大学工学部：○加藤 進・許 光瑞	
16. 土質強度と安定解析－泥岩地すべりを事例として－	73
琉球大学農学部：○宜保 清一	

土質工学会セミナー資料

沖縄県遺跡の技術と保存

——地盤工学の立場から——

九州産業大学工学部 山内 豊聰

1. まえがき

この稿は、別掲の土と基礎、Vol.40、No.1の総説「遺跡の技術と保存」を拡張して、沖縄県の同問題について、いくらかの考察を試みるものである。

2. 沖縄の遺跡の特徴

2.1 沖縄の風土

和辻哲郎によれば、“風土とは、土地の気候、気象、地質、地味、地形、景観などの総称である”とされる。風土は、英語にない中国由来の言葉であるが、強いて表現すれば、“climate and land”であろう。和辻は世界の風土を、アジアモンスーン地域（季節風地域）、砂漠、牧場（欧州）の3つの類型に分けて論述しているが、日本を初め、東アジア・南アジアは、アジアモンスーンを取りあげなくては、風土は論じられない。殊に、琉球はアジアモンスーンをもろにうける亜熱帯島しょである。

遺跡はすべて、その他の風土の文化的遺産であり、沖縄には日本その他地方にはない独自の遺跡が残されていて世界的に貴重であるが、太平洋戦争により余りに多くを喪失したことが、今さらのごとく惜しまれてならない。

沖縄の遺跡にかかわる風土上の2大要因は、特有の気候・気象と岩と土である。後者の物理的、力学的・工学的諸特性は文献1、3などに詳しい。

2.2 琉球石灰岩

琉球石灰岩は、文献2によれば、時代的には前期、中期、後期に分けられる。前期のものは城跡の台地となっているが、第四紀洪積世のごく初期成のものとされる。中期のものは、層理があり、海岸に向かって 5° か 10° の緩い傾きをもっている。第四紀洪積世の前半の生成と考えられている。後期のものは、“粟石”と呼ばれる海浜石灰砂岩である。遺跡の対象となる琉球石灰岩は、それらのうち、前期及び中期のものである。

琉球石灰岩は、波の動きを主とした物理的な破壊作用と、海水を主とする化学的な溶食を受けやすい。後者の溶食には生物の働きによるものもある。海岸から離れた琉球石灰岩も、風食のほか台風時に運ばれる海水による溶食を受けやすい。

2.3 土 壤

多くのローカルな呼び名をもつ沖縄県の土は、要約すれば次のとおりである（文献2）。

じやあがる：レゴゾル（非固結岩屑土）

島尻赤土まあじ：テラロッサ

島尻黒土まあじ：レンジナ（腐植炭酸塩土）

国頭まあじ：赤黄色土（pH 4~6）

うじま：同上

へいちしゃ：赤黄色ボドゾル性土

沖縄県の遺跡も、土壤別の分類を試みる必要はあるであろう。

2.4 沖縄県遺跡の特徴

沖縄県遺跡の工学的特徴は、本土のそれと違って次の条件をすでに備えている。

- (1) 基本的骨組は天然にせよ、人工にせよ、琉球石灰岩から成る。
- (2) 多くの場合、琉球のいわゆる特殊土が付随している。
- (3) 耐強風的、耐豪雨的及び耐塩水的である。

これらのきびしい諸条件が遺跡を“気取らない”ものにしていると思われるが、この風土がもたらしたこの文化遺産は、筆者も高く評価するところでもある。

指定されている沖縄県の遺跡は、文献2によれば、図-1に示すとおりであり、50件中、貝塚（31件）、遺跡（旧石器時代の遺跡）（8件）、城趾（6件）、洞穴・洞窟（2件）、その他（3件）である。これらのうち、構造物としての形態上の研究と保存技術が最も重要視されるのは、城趾と洞穴・洞窟であるように思われる。

3. 修理技術としてのアンカー工法

九州での筆者のささやかな経験に照して、沖縄県遺跡について役立つかも知れない保存技術は、永久的アンカー工法ではないかと思われるので、臼杵石仏群（大分県）に対して1984年いらい遂行し、筆者が関与したロックボルトアンカー工法（文献4、5）のケースヒストリーを、スライドによって紹介するが、この工法は、アースアンカー工法（テンドン：アンカーヘッドを用いることができない軟弱な地盤用）とともに、未解決の問題が多く残されている。

力学的機能に関連する、アンカー工法の問題は、ボルト（スチールバー）とテンドン並びにグラウトセメントについてであり、前者は腐食、後者は侵害性（aggressivity）である。沖縄県の場合は、海水を初め、天然の硫酸塩などが、アンカー工法を採用するときに

調査・研究されなければならない。しかし、水がないところでは、その心配はないといえる。

また遺跡対策としてのアンカー工法は、対象が不規則なために、アンカーに負担させる力の決定も、擁壁等の場合と違って困難な場合が多い。安全率がその不明確を補うことになろう。

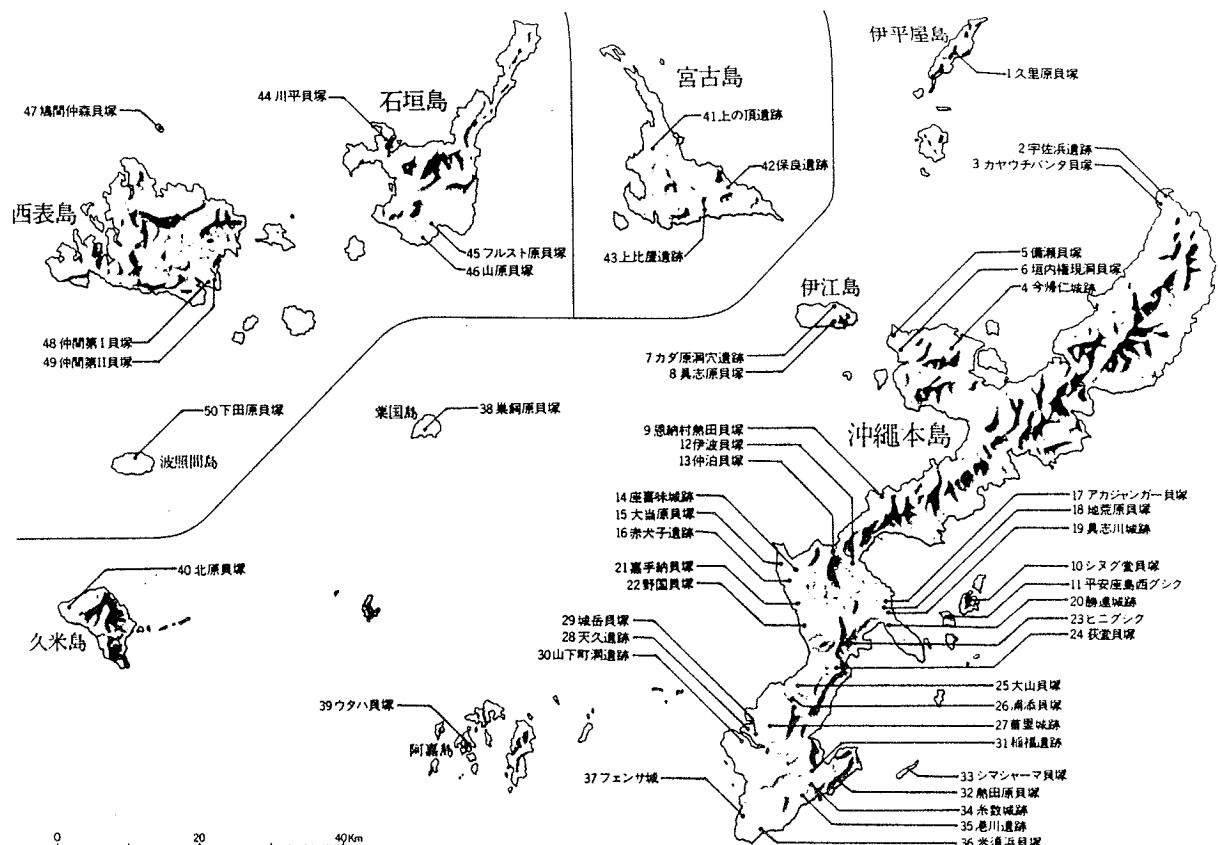


図-1 沖縄諸島の遺跡分布図（沖縄県第四紀調査団・沖縄地質学会, 1981, p.201）

4. あとがき

以上いくらか、沖縄県の遺跡の技術と保存について考察したが、もとより筆者は直接その研究に参加した経験がないため、十分当を得ているとは思わない。遺跡対策は経費がかかるものであるが、いくたの苦難をのり越えて、琉球でもようやく、遺跡のジオテクニカルエンジニアリング的に、研究が取りあげられるようになったことを喜びたい。しかし遺

跡はもともと、一つ一つが個性をもっているし、沖縄県のそれらは独特のものであるので、独自の研究が進められることを期待したい。そのためには、新たな観点による工学的調査・研究が必要であるように思われる。

那覇が21世紀初めに、東アジアの重要な拠点の一つとなることを疑わないし、またそれを期待している筆者には、琉球個有の遺跡の整備によって、その文化的地位をいっそう高められることを期待したい。

参考文献

- 1) 土質工学会九州支部（監修山内豊聰）（1983）. 九州・沖縄の特殊土, 15~18章, pp. 185~237 .
- 2) 沖縄第四紀調査団・沖縄地学会（代表木崎甲子郎）（1981）（増補新装版）. 沖縄の自然——その生いたちを訪ねて, 平凡社, pp. 78~103, pp. 174~178 .
- 3) 上原方成（1981）, 沖縄における地盤工学上の諸問題, 土と基礎, Vol. 29, No. 11, pp. 1~7 など.
- 4) Yamanouchi, T., Matsushima, K. and Mizoguchi, S. (1988). Rockbolt anchor works for a group of weathered cliff-surface stone Buddha images, Prep. Proc. Symp. Geotechnical Aspects of Restoration and Maintenance of Infrastructures and Historical Monuments, AIT-SEAGS, Bangkok, pp. 253-260. (臼杵石仏ホキⅡ群)
- 5) Yamanouchi, T., Matsushima, K., Mizoguchi, S. and Egawa, R. (1992). Preservative earth reinforcement of a tuff cliff by means of rockbolt anchorage for the restoration of historic stone Buddha images, Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, JSSMFE, Vol. 1 (in press). (同上, ホキⅠ群)

遺跡の技術と保存

Geotechnical Aspects of Archaeological Sites and Preservative Techniques

山内 豊聰 (やまのうち とよとし)

九州産業大学教授 工学部土木工学科

1. はじめに

遺跡は考古学の研究対象であるが、考古学の定義は必ずしも一定しない。藤本¹⁾による「人間の遺したものを使って、過去の人間の生活（文化）を復元する」という定義が最大公約数的なものであろうが、さらにそこに現れる一定の法則性を追求するという一項が付け加わることもある。さらにそれらを現代社会に投影し、人間の将来の方向に一定の貢献をなすというものを加えることも可能であろう」としているのは、優れた記述であるように思われる。

文化財保護法（1950年）第69条第1項によれば、遺跡は「史跡、名勝又は天然記念物」の筆頭にある史跡に属し、“その規模、遺構、出土遺物等において学術上価値あるもの”が、国、都道府県によって指定される。指定遺跡はさらに、先史時代遺跡、政治関係遺跡、祭祀信仰関係遺跡、教育学芸関係遺跡、社会事業遺跡、産業・土木・交通関係遺跡、墳墓・碑、由緒のある遺跡、外国・外国人関係遺跡と分類される。

かつて文化財は、“保存”の語で表現されたいくつかの法律によって管理されていたが、文化財保護法では“保護”的語を使っている。保護とは“保存と活用”であり、活用は研究、学習、鑑賞などを意味する。考古学と遺跡にかかわる用語は、当用漢字の範囲内には収まらない。例えば跡が趾、趾あるいは址であったりする。通称「文部省・学術用語集」は刊行されていないが、「文化財用語辞典²⁾」が有用である。また英語の用語で役立つのは、日本考古学用語英訳辞典³⁾である。

国際土質基礎工学会は、1981年に初めて、「記念物および歴史的遺跡技術委員会（TC 19）」を設け、日本からは福岡正巳教授が委員として加わっていた

が、現在は西田一彦教授が委員となっている。土質工学会では、1990年に「遺跡の土質工学的保存技術調査委員会」を西田一彦教授を委員長として組織し、平成4年4月から研究委員会となる。

著者の知る範囲において、遺跡の土質工学または応用地質学にかかわる国際会議として、1988年アテネ会議⁴⁾と1988年パンコクシンポジウム⁵⁾とがあり、前者では「古代工事、記念物および歴史的遺跡の応用地質学」とタイトルを掲げ、後者では「歴史的記念物の補修と維持の土質工学的見方」を掲げている。また1994年開催の第13回国際土質基礎工学会議（ニューデリー）では、「古い構造物と記念物の基礎」がパネル部会の一つに計画されている。

この総説は、上述のような国内外の動向を考慮して、遺跡に学ぶある一連の技術を紹介し、あと遺跡の調査および保存修理・復元のための2、3の概括的私見を述べようとするものである。筆者の経験を中心にならざるを得ないことについて、読者の御寛容をお願いしたい。

2. 遺跡に学ぶある一連の技術

遺跡に学ぶ土質工学上の技術は少なくないが、現代の新しい技術にもつながりをもつて例として、中国の盛土のための版築、補強技術を、筆者の視点から考察してみたい。それらは互いに関連をもって発展しており、しかもごく新しい現代技術であるジオテキスタイルにもつながっている。

2.1 版築

版築（はんちく）の版は牆（しょう、垣の意）、築は杵（きね、タンパーの意）であり、写真-1⁶⁾に示すように、側方を丸太などで、一定の間隔をおいて拘束し、中にいくらかの水を加えながら黄土を入れ、杵で突き固める盛土技術が版築である。なお



写真-1 住居土塹のための版築による施工状況

築は筑の繁化字である。

版築は特に黄土の盛土築造に最も適した技術であり、それによる遺跡が20数世紀を経た今日でも多く残っている。西谷（九州大学、考古学）⁷⁾は、シルクロードにおける古代の版築として、交河故城、高昌故城を、その後の版築として、金・上京会寧省、明・西安城、および現代に生きるものとして、雲南省新疆ウイグル自治区トゥルファンのそれをあげている。

明代になってから、塼（せん）と呼ぶ日干し土れんがに替わることも多かったが、版築は現代でも黄土地帯で住居の土塹の築造に生きている。塼が日本で使われなかったのは、もちろん多雨多湿の気象条件のせいである。

日本でも、正しい意味での版築は古代遺跡として多く確認されている。西谷⁷⁾によれば、佐賀県吉野ヶ里遺跡墳丘墓のそれを初め、いくつもの古墳、神龜石（こうごいし）の基礎、朝鮮式山城（やまじろ）、土壘、寺院・宮殿の基壇がある。しかし、中世以降は版築はほとんど用いられていない。これは日本の高湿の粘性土が、黄土のように側方を拘束してまで締固めを必要としないためであったからであろう。

2.2 盛土の補強

近年、ジオテキスタイル（1977年の仏英語による新語）の研究と実用は多くの国でさかんであるが、

そのルーツは中国の漢代長城を初め、仏塔等の遺跡に索めることができる。筆者⁸⁾が中国関係の文献から、このことに気づいたのは、1980年代に入ってからである。英米がそれに気づいたのは、筆者の発表⁹⁾によるものである。

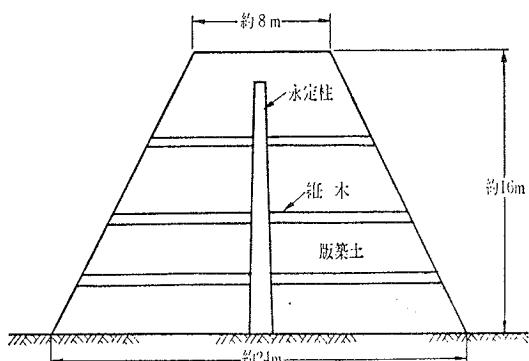
古代中国の注目すべき技術として、重要な土質構造物の築造では、版築のさいに各土層間に、規則正しく芦やタマリスクあるいは楊柳の枝の束を敷き込んでいるが、この補強技術は、現在の補強土（reinforced soil）といわれる工法と原理的に異ならない。

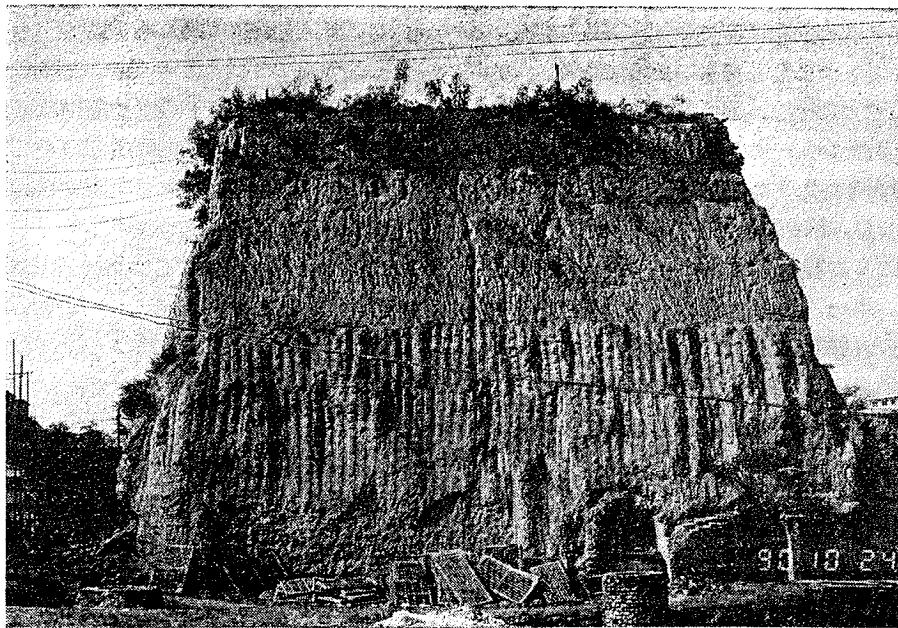
次に、いわゆる敷綱工のルーツは粗だ沈床であるが、中国では早く紀元前3世紀に使用したことがあり、イギリスの顧問、Needham（ニーダム）¹⁰⁾の記述のなかで見いだされる。錢塘の防潮堤のことである。維新後、日本ではオランダ工法と呼ばれることもあった粗だ沈床は、1930年代頃までジイデル海の干拓工事を初めオランダで多用された事実があるにしても、それは決してオランダ特有のものではなく、日本でも藩政時代に各所で使用されている。

引張り強さをもつ植物材料は、筆者がいうナチュラル・ジオテキスタイル（natural geotextiles）であり、中国やインドでは、現在でも実用に供されている。中東に、ナチュラル・ジオテキスタイルによる大きな補強土ジクラード（神壇）が遺跡として残っているといわれるが、中国と比べてどちらが古いのか明らかでない。シルクロードによる交流史から、さらに興味あるジオテキスタイル史が広がるかも知れない。

2.3 土木の語源、築土構木

わが国では明治維新まで、ほとんど普請（ふしん）の語をもって意味を表していた“土木”は、もとも

図-1 元の都城における築土構木の概念図¹⁰⁾



写真一2 明代の西安都城、築土構木遺跡の横断面（補修中、1990年）

とは後漢の書、淮南子（えなんじ）にある“築土構木”が語源であり、その字数を縮めたものである¹⁰⁾。

築土構木とは、図一1に示すような中国の都城の築造法であり、永定柱と呼ぶ縦木（たてぎ）と紐木（じんぼく）と呼ぶ横木を骨組として、その周囲に版築によって築土する、古代では高度の技術のことであった。しかし同図は、元代の都城についての陳¹¹⁾の記述に基づいて筆者が図化した概念図¹⁰⁾である。

写真一2は、筆者が1990年に実見した明代西安都城であり、補修中のものである。写真には見えないが、側面の破壊部分の深部に、大きな木材が横たわっていたことを確認している。なお築土構木は英語でいうと、ジオティンバー（geotimber）ということになろう。

3. 理解されるべき考古学的観点

文化庁（主として記念物課）を初めとする、関係地方公共団体（もっぱら教育委員会文化課または文化財課）が業務とする遺跡の保存修理のため、近年はしばしば委員会が組織され、保存技術が策定されている。協力者の立場において配慮しなければならないことは、“遺構”的尊重である。

最近、遺跡の考古学的研究は、再び藤本¹²⁾によれば、空間考古学（spacial archaeology）といわれる方法論によるもので、種々のレベルでの遺跡、遺構、

遺物の分布状況を、原位置であることを第一義として、分析しようとするものである。分布状況といつてもさまざまであり、個々の遺構のなかでのそれだけでなく、遺構群内の遺構間のそれも、研究の対象となる。

こうした考古学的遺構研究方法を理解して、将来、新しい見方からなされるかも知れない再調査の機会を放棄させるような、調査および保存修理技術の策定は許されるべきでない。実際の問題として、提案する土質工学上の技術は、考古学についての専門家の判断に従って取捨されるべきであり、通常の土木工学的工事とは異なることは理解しなければならない。

年間1万件を超えるといわれる発掘件数は他国に例がなく、遺跡関係者が対応しかねているとはいえ、非専門家が参加する団体（例えば財団法人組織）には、発掘調査はゆだねにくいとする意向が強い。遺構の重要性のゆえであり、迅速調査法の開発といったことは、土質工学の立場からいえば当然のことであろうが、解釈の仕方によっては、考古学関係者に懸念をいだかしめるかも知れない。考古学では技術主義は慎重でなければならない。

第二次大戦中から、戦後の遺跡保護対策を考えていたという、イギリスの施策は田中¹³⁾が詳しく述べていて、示唆を受けることが多い。

総 説

遺跡は人類共有の文化遺産であり、万人に供覧させるべきであるとする意見はもっともある。しかし、それを実行に移すと、どうしても遺跡は損傷や退化が避けられない。そのため、日本でもレプリカ（複製）を築造することもあるが、例えばフランスの洞窟壁画では、唯一完全状態にあるラスコー洞窟は参観をとざし、替わりにフォントゴーメ洞窟を公開している。オーストラリアでは、アボリジナル（原住民）の岩壁画の位置は、通常の地図ではあいまいにしか示されていない。遺跡を観光資源としがちな日本とは違った、社会の概念と理解であるといえる。

4. 遺跡考古学に寄与する土質工学

4.1 調査に役立つ土質工学と応用地質学

(1) 土質工学

筆者が要請されて調査に参加した遺跡は、すべて九州の史跡であり¹³⁾、石積壁5件、古墳5件、磨崖石仏5件、その他6件である。もっぱら保存修理のための技術提案を目的とした協力であったが、対象とする土や地盤は、城濠（しろぼり）斜面のような軟弱地盤、元寇防壁のような砂丘砂から、臼杵石仏群を初めとする磨崖石仏の凝灰岩斜面などにわたっている。從来から天空に露出していたものと、“埋蔵文化財”として初めて露われるものがある。後者の調査では、特に慎重さが要求される。

不飽和流を含む土の水理、圧密、せん断、斜面安定、支持力といった通常の土質力学のほか、かなり岩の力学の知識が必要であったが、調査の段階で必要であった項目は次のようなものであった。

- ① 地下水位および表面水流の現状と、その季節的変動。
- ② 対象土の物理的・化学的・物理化学的・力学的性質。
- ③ 石質の劣化の状態とその原因、特に風化の原因としての乾燥・湿潤およ

び凍結・融解の繰返し作用。

- ④ 岩盤中の不飽和流の動き、磨崖石仏のレベルでは深部と外気との温度勾配による水分の移動。
- ⑤ 密閉的ないし半密閉的遺跡（主として古墳）において、石質表面での結露の原因となる、室内的湿温度の相対的関係¹⁴⁾。

老人にたとえられることの多い遺跡は、それだけ脚腰（あしこし）を矯正し、かつ補強しなければならない。それは力学的問題である。不安定化現象の力学的見方の一例として、磨崖石仏におけるせん断現象を写真-3¹⁵⁾によって示したい。抑えとなっていた石仏前面の地盤を掘り下げた結果であるように判断される。

⑥のケースであるが、1972年に実見したフランス、ラスコーの洞窟の保存技術が、国指定王塚装飾古墳（福岡県下）の保存修理の協力に役立った。1972年といえば高松塚古墳発見の年であり、王塚古墳の委員会によるそれまでの調査結果が、その保存管理方法の策定に参考にされたと側聞している。

(2) 応用地質学

考古学では、往時の人間の生活を研究するため遺物の年代決定が重要視される。過去の研究で分かっている標準遺物があれば、それと層位との関係によって遺跡サイトの地層編年ができるが、それと逆のことも行われる。層位の決定には層位学的方法、地磁気による方法、放射性炭素による方法、黒曜石の

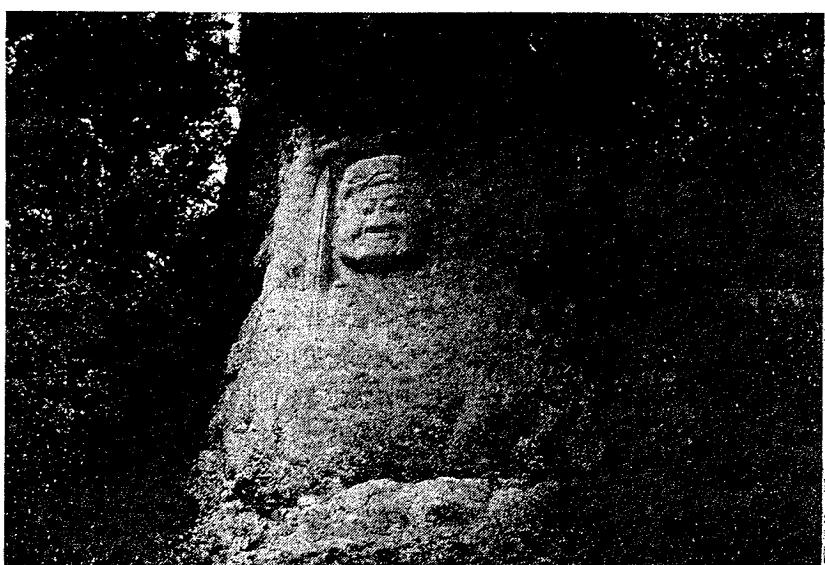


写真-3 磨崖石仏におけるせん断現象（腹部に注意、大分県熊野、1976年）



写真一4 マドレーヌ期クロマニヨン人による焚火跡
(フランス、ドルドーニュ地方、1972年)

水和層による方法が主なものであるが¹⁶⁾、これらの技術は応用地質学に属する。

筆者が1972年にフランス、ドルドーニュで実見した、後期旧石器時代のクロマニヨン人が残した焚火跡の発掘状態を、写真一4によって示しておきたい。すぐ近傍に地層の編年がプレートで示されており、参観する者に深い印象を与えるものの、参観者はかなり制限されている。

発掘地質断面を、ある厚さだけ樹脂で固化して切りとて資料室に展示することが、吉野ヶ里や板付遺跡(予定)で行われているが、その編年に上記の方法が使われている。

4.2 調査技術手法の課題

不定形のものが多い遺跡の調査では、深部の隙間や空洞あるいはひびわれの状態は、それを詳しく知りたくとも、現在はまだ測量と視察に頼るほかはない。ピラミッド内部の空洞部の発見に成功した電磁波応用の地下レーダーシステムが、古墳や磨崖石仏

のひびわれや隙間の探査には有用とは思われない、超音波や赤外線を応用した、立体的図面を描くことのできる何らかの新しい調査技術の開発が要望される。

物理探査やリモートセンシングの手法は、これまでも遺跡の調査に応用されてきているが、成功したのは、かなり広い面積での地表、あるいは浅い地中を対象としたものに限られている¹⁷⁾。人家のちゅう密な市街地における、周溝の探査のような調査では、目的を果たしにくい。

以上の調査技術は、土質工学というよりは応用地質学に属する。また生物、特にバクテリアや藻や鮮苔類の調査も、遺跡では必要であるが、現状ではそれぞれの専門家の調査に依存している。

5. 遺跡の保存修理と復元

遺跡について土質工学が主導的に寄与できるのは、4.1で述べたように、“考古土質工学”ともいべき領域であるが、保存修理と復元といった文化財行政においては当然、受動的な立場にあるべき協力者となる。調査の段階と同様に、保存修理と復元についても、土質工学や応用地質学が役立つことに考古学関係者が気づいたのは、それほど古いことではなく、筆者の場合は、元寇防壁の緊急調査発掘の1960年代末からである。

遺跡の保存修理と復元について十分考慮されるべき事項として、筆者の経験の範囲では次のようなものがある。

- ① 装飾古墳のような古墳では、装飾が遺跡としての生命である。
- ② 磨崖石仏を初め石仏は、すべて住民の信仰対象である。
- ③ 古代集落や都市跡は、広域の遺構が重要視される。

保存修理や復元の対象となる遺跡は、土質構造物という観点から、次のように分類できるであろう。

- ① 石を骨組とし、それに砂や粘性土を加えて構造物としたもの。
 - (a) 砂：元寇防壁
 - (b) 粘性土：多くの古墳、瓦窯跡など
- ② 石組みによって一種の擁壁としたもので、多くの城壁や防御石垣。

総 説

③ 凝灰岩崖面に加工された磨崖石仏、大分県に最も多く集中。

④ 地形を利用したうえで、掘削と盛土をもって築造された集落、平城京を初め、板付遺跡、吉野ヶ里遺跡など。

応用される土質工学的技術には、在來的なもののほか、樹脂（サラン）による石質表面の被膜、樹脂（エポキシ、発泡ウレタン）による隙間やひびわれの充填があるが、後者は構造的連続性を回復し、力学的安定化や雨水の流入防止を図るものである。

全国的に初めてであろうと思われるは、ひびわれによって崩落の恐れのあるいくつもの岩塊の安定化を遂行した、臼杵石仏群におけるロックボルトアンカー工法であろう¹⁸⁾。アンカーボルトは、ステンレススチールを用い、施工法は遺構等考古学的観点から十分吟味のうえ選ばれた。施工も振動、衝撃、汚染を与えることなく遂行されたのは、技術の進歩とフォアマンの高い熟練度に負うものである。

6. 終 り に

土質工学あるいは応用地質学の分野では、関西地方を初め、遺跡にかかる実績は各地で蓄積されているものの、全般的には、関心を寄せる技術者人口はまだ多いとはいえない。しかしTC19に見られるように、遺跡や記念物の保存修理や復元のための土質工学的活動が国際的に始まってから、すでに10年を経過している。

21世紀に向けての土質工学の活性化が、ある委員会で種々提言されたが、他分野との相互乗り入れは筆者の提唱である。その一環として、“遺跡土質工学”と呼ぶ新しい活動が発展していくてもよいと思われる。

しかし遺跡は遺構の問題もあり、また対象があまりに多様であり、効率化を目指す工学的トレンドとはなじまないところがあるものの、国際的課題の一つとして、多くの技術者が関心をもたれることを希望したい。遺跡土質工学と題した国際シンポジウムを、日本で開催するためのポテンシャルは、すでに備わっているように見える。その実行は、消滅が懸念されている、アジア・アフリカの遺跡に手をさしのべるための一助にもなろう。

付記 この原稿での“土質工学”は、geotechnical engineering の意味に解釈されることをお願いした

い。それはまた geomechanics であり、中国でいう岩土工程の意味もある。

参 考 文 献

- 1) 藤本 強：考古学を考える、雄山閣出版、p.7, 1985.
- 2) 京都府文化財保護基金（財法）編：文化財用語辞典（改訂増補）、淡交社、523 pp., 1989.
- 3) 山本忠尚・松井 章編：日本考古学用語英訳辞典（稿本）、奈良国立文化財研究所、145 pp., 1988.
- 4) Marinos, P.G. & Koukis, G.C. (Ed.): The engineering geology of ancient works, monuments and historical sites, Proc. Int. Symp. by Greek National Group of LAEG, Vols. 1~4, 1988~1990.
- 5) AIT & SEAGS: Prep. Proc. Geotechnical aspects of restoration and maintenance of infra-structures and historical monuments, Bangkok, 462 pp., 1988.
- 6) 貝塚茂樹編：図説世界文化史大系、第15巻、中国1、角川書店、p.159, 1958.
- 7) 西谷 正：版築の系譜、原稿、8 pp., 1991.
- 8) Yamanouchi, T.: Historical review of geotextiles in Japan, Jour. Geotextiles & Geomembranes, Vol. 4, No. 3 & 4, pp. 164~178, 1986.
- 9) Needham, J.: Science and civilization in China, Cambridge Univ. Press, Vol. 4, 1971.
(東畑ほか監、田中 淡ほか訳：中国の科学と文明、第10巻、土木工学、恩索社、554 pp., 1979.)
- 10) 山内豊聰：土木、その過去・現在・将来、九州産業大学工学会誌、No. 26, pp. 1~11, 1989.
- 11) 陳 高華（佐竹靖彦訳）：元の大都、中央新書、p. 72, 1984.
- 12) 田中 琢：遺跡の保護(2)、考古学研究、Vol. 20, No. 1, pp. 108~120, 1974.
- 13) 山内豊聰：主として土質工学的にみた遺跡の築造と保存対策（講座）、土と基礎、Vol. 22, No. 8, pp. 59~64, 1974.
- 14) 山内豊聰・卷内勝彦・安原一哉：石室崩壊に関する調査研究、特別史跡王塚古墳の保存、福岡県、pp. 53~65, 1975.
- 15) 山内豊聰：石造遺物の力学的調査および保存対策について、文部省科研特別研究「文化財」サロン報告書、文化庁、pp. 18~20, 1981.
- 16) 大井晴男：野外考古学、東京大学出版会、221 pp., 1966.
- 17) 坂山利彦・長田正樹・島 裕雅：遺跡調査への物理探査の適用、応用地質年報、No. 8、応用地質誌、pp. 73~93, 1986.
- 18) Yamanouchi, T., Matsushima, K. & Mizoguchi, S.: Rockbolt anchor works for a group of weathered cliff-surface Buddha images, Preprint Proc. Symp. Geotechnical Aspects of Restoration and Maintenance of Infra-Structures and Historical Monuments. AIT & SEAGS, pp. 253~260, 1988.

（原稿受理 1991.9.7）

PRESERVATIVE EARTH REINFORCEMENT OF A TUFF CLIFF BY MEANS OF ROCKBOLT ANCHORAGE FOR THE RESTORATION OF HISTORIC STONE BUDDHA IMAGES

T. Yamanouchi
Kyushu Sangyo University, Fukuoka
K. Matsushima
Agency for Cultural Affairs, Tokyo
S. Mizoguchi
R. Egawa
Meidai Kogyo Co., Ltd., Beppu, Japan

ABSTRACT: "Usuki" stone Buddha images, divided into four groups, engraved at tuff cliffs in the 13th century are distributed in Usuki city. They became so unstable due to weathering that they have been restorating since 1983. This paper reports about a case history with respect to rockbolt anchorage works which were carried out for an image group in order to stabilize unstable rock blocks to the firm rock ground.

1 INTRODUCTION

Stone Buddha images engraved at rock cliffs are especially distributed in Oita prefecture, Kyushu, built at edge parts of the "Aso" tuff plateau in the 13th century and they became very unstable due to a long term weathering resulting in falls, slips and topplings of rock blocks because of extention of cracks.

"Usuki" stone Buddha image groups are designated as a national historical old site besides they are religious objects by people and are classified into four groups in an area of about 20,000 m².

Agency for Cultural Affairs and Usuki City have begun to restorate comprehensively such unstable rock blocks and others since 1983 through a committee organized by various specialists and experts. For the first stage, the "Hoki II" group images were restorated by means of rockbolt anchorage works in 1984 and 1985 (Yamanouchi et al., 1988) and the results were highly evaluated. The next stage works were carried out for the "Hoki I" group images for three years from 1988 to 1991.

The means of rockbolt anchorage is to strongly connect unstable rock blocks to the firm parent rock ground using stainless metal materials in the present case for the benefit of permanent durability.

2 CONDITIONS BEFORE ANCHORAGE WORKS

"Hoki I" group images were provided with eaves extending a reinforced concrete slab placed on the back ground slope in 1958 as

seen in Fig. 1. However, these concrete structures were not only inappropriate from the viewpoint of aesthetics but also were obstacles for the new restorative works. Therefore, such concrete structures were removed as many as possible. Meantime, weathered Buddha image surfaces were solidified using a resin by a special expert organization before the rockbolt anchorage works.

The geotechnical conditions of the cliff are shown by Fig. 2 and the underground water level is comparatively low. Strengths of the tuff obtained from a horizontal anchor boring are identified to be medium and weak ones so as the rockbolt anchorage could be applied (Table 1).

3 METALIC MATERIALS USED

Data of metalic materials used for the

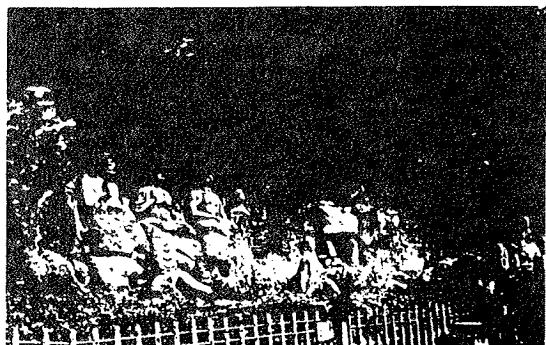


Fig. 1. Feature of the Buddha images, Hoki I group, before the restorative works

the rockbolt anchorage works are shown by Table 2 and the parts are corrosion-resistant materials.

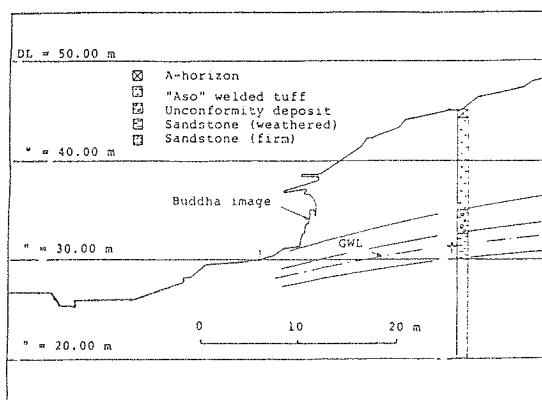


Fig. 2. Geotechnical section of the cliff

Table 1. Geotechnical properties of the tuff obtained from a horizontal boring

Depth from the surface(m)	Unit weight (gf/cm ³)	Unconfined compressive strength (kgf/cm ²)
0.60 to 0.80	1.701	186.0
1.10 to 1.20	1.717	148.1
2.10 to 2.25	1.736	105.9
4.40 to 4.50	1.737	173.7
5.85 to 6.00	1.658	132.5

Table 2. Nominal data of metallic materials used in the anchorage

Designation	M 24 (24 mm dia)	M 22 (22 mm dia)
Standard total length in anchorage	6.00 m	3.50 m
Tendon (anchor head)	B type (nickelplated iron made)	
Length	23 cm	19 cm
Metal quality except for tendon	SUS 304 (JIS)	
Screw part (see, Fig. 4)		
Sectional area	359.5 cm ²	308.8 cm ²
Tensile yield load T _y	7.550 tf	6.485 tf
Tensile allowable load T _a (2/3 T _y)	5.033 tf	4.323 tf
Bar		
Sectional area	4.522 cm ²	3.799 cm ²
Shear yield load	4.565 tf	3.884 tf
Shear allowable load	3.043 tf	2.589 tf

Two kinds of rockbolt anchors of M 24 and M 22 in their designations were used for two sizes of representative rock blocks of 1.5 m x 1.2 m x 1.2 m and 1.2 m x 1.2 m x 1.2 m, respectively. According to these materials, total bored hole lengths were judged to be 5.10 m to 6.10 m and 3.50 m to 3.60 m, respectively, on the basis of field conditions.

Fig. 3 shows all metallic parts of three sets of the anchorage materials.

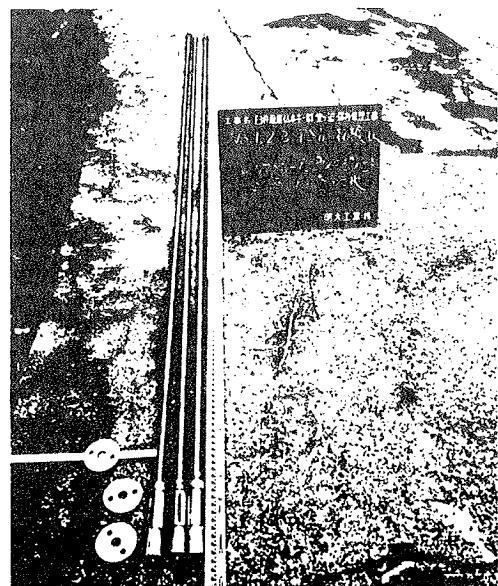


Fig. 3. All metallic parts of the anchorage materials

4 DESIGN OF ANCHORAGE

The section of the rockbolt anchor after setting up at the site is shown by Fig. 4, but the angle to the horizontal line had to vary based upon the relative positions between a rock and the back ground. The number of such anchors were decided to be 35 as shown in Fig. 5. The decision was done by consulting historians and archaeologists so as not to injure important remains.

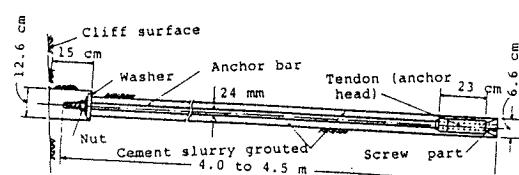


Fig. 4. Design of an anchorage in the case of M 24

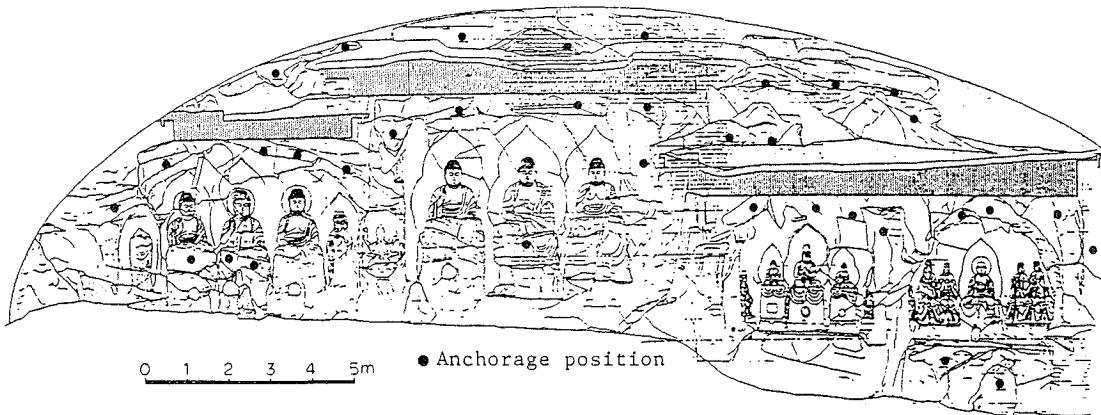


Fig. 5. Positions of application of rockbolt anchorage

Unstable rock blocks stabilized to the deep rock ground were very random in effect, but it may be modelled with regard to forces imposed on a rock block as shown by Fig. 6 (a) and the equilibrium of forces may be drawn as shown by Fig. 6 (b). However, the respective force cannot be determined rigorously, hence engineers used to adopt the following very simple relation in the design, that is,

Tensile resistance of the screw part T_a
 $>$ own weight of a rock block W
 where, the screw part means at the tendon and the resistance shows in Table 2. The part can be weakest in the metallic anchor materials under the tensile condition.

Two representative unstable rock blocks were estimated to be 3.89 tf and 3.11 tf, respectively to large and small ones, letting the unit weight to be 18.8 tf/m³, and the balance of forces were, as follows,

$$\begin{aligned} T_a &= 5.033 \text{ tf} > W_1 = 3.89 \text{ tf} \\ &\quad \text{to the M 24 anchor and} \\ " &= 4.323 \text{ tf} > W_2 = 3.11 \text{ tf} \\ &\quad \text{to the M 22 anchor} \end{aligned}$$

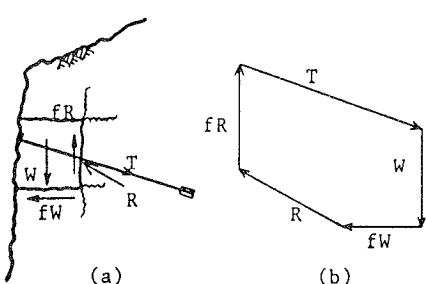


Fig. 6. Equilibrium of forces imposing a rock block

Checking about the shear resistance across the anchor bar may be negligible because the vertical force imposed to it

must be very small according to Fig. 6 (b).

5 CONSTRUCTION

Sizes of bored holes excavated using a specially devised so-called "dry boring" machine, performed by means of air pressure through a compressor, were as shown by Fig. 7.

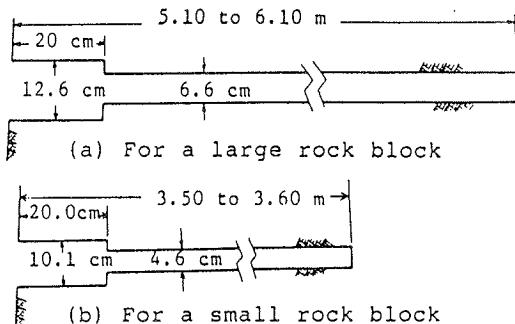
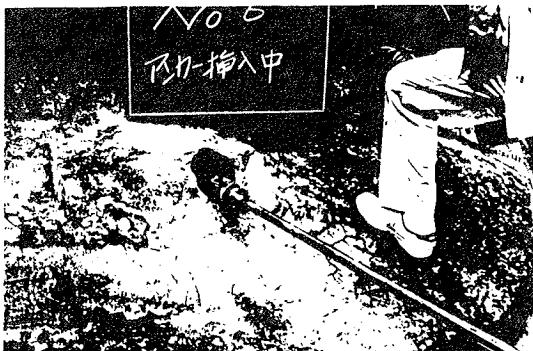


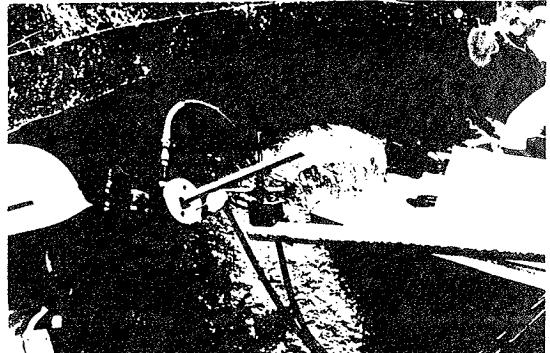
Fig. 7. Design of the bored holes

Next, after the tendon had been set (Fig. 8 (a)), it was extended by rotating the end part of bar using a torque wrench and then the tendon was stressed by pulling the bar using the same wrench (Fig. 8 (b)).

Thirdly, a special cement slurry which was of non-shrinkage property, into the gap space around the bar without applying any pressure (Ground Anchor Assoc., 1986). After a day curing of the slurry, the tendon was tested if the tensile resistance had attained that nearly T_a . The resistance due to the cement was not adopted into any resistance.



(a) Setting of a tendon with the bar into the bored and "air washed" hole



(b) Stressing of the tendon and checking of the tensile resistance

Fig. 8. Two features of the construction

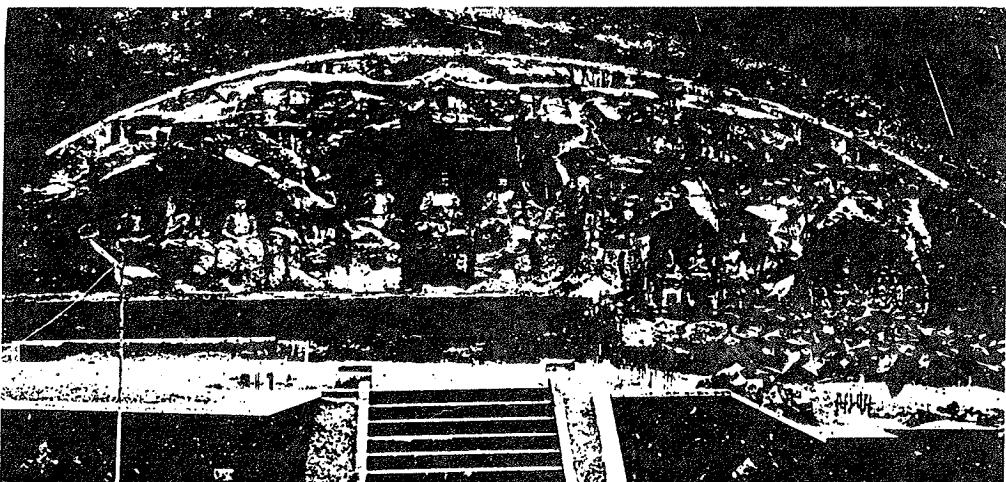


Fig. 9. Front feature of the image cliff after completion of the anchorage works

the front feature of the image tuff after completion of the works is shown by Fig. 9.

6 CONCLUSION

Because the objects were precious cultural monuments, special cares were taken so as not to give any damage and/or stain to the images in all stages of construction and the results were satisfied by those who were concerned. The cause of such results are summarized to have come from the following developments and endeavors.

(1) Metallic ready-made parts of the anchor were good developed besides the cement was specially contrived to be matched with the tuff material, too.

(2) "Air-boring" inevitably needed was already familiar to the field workmen and any strong shock or vibration did never affect to unstable rock blocks owing to

development of the machine.

(3) Workmen made their endeavors, for the special case, much more than the ordinary case.

Total length of anchorages reached about 180 m estimating that of an anchorage to be about 5 m.

REFERENCES

- Ground Anchor Assoc. (Ed. by Yamada, K.)
1986. Ground anchor works. Morikita Pub., pp. 133-145. (in Japanese).
- Yamanouchi, T., Matsushima, K. and Mizoguchi, S. 1988. Rockbolt anchor works for a group of weathered cliff surface stone Buddha images. Prep. Proc. Symp. Geotechnical Aspects of Restoration and Maintenance of Infra-Structures and Historical Monuments, AIT-SEAGS, Bangkok, pp. 253-260.

中国の遺跡・埋蔵文化財における 土質工学的保存技術に関する幾つかの問題

中国 天津大学

薛 墾成

要 旨

中国の遺跡・埋蔵文化財の分布、発展およびその修復年代の概況を示し、中華民族の文化発展過程および芸術風采を説明し、東方民族文化の智慧（知恵）と精華を体現している。

非常に長い歴史過程に於いて、遺跡・埋蔵文化財には大自然の人為的および生態環境的な変遷により、種々の異なった影響或いは破壊を受けており、全体の修復仕事は、工事、土質、化学、歴史、および芸術等の綜合（総合）的な専門学科が必要である。原則として歴史の純粹（純粹）性と真実性を保持し、古いものは古いなりに修復しなければならない。現物に対してあまり古かったり、若かったり、または完全に一新することは出来ない。

必ず詳細な実地の測画を行うべきであり、例えば図のような”錨”、“托”、“粘”、“噴”等の処置をする。防護の処置については、防水、防滲（防浸）、抗凍、耐侵蝕（侵食）、耐老化と安定性等があり、これらを処理する工芸と材料について研究しなければならない。それによって、遺跡・埋蔵文化財を萬代に流芳できるようにしなければならない。

（訳者注： FAXの字が一部不鮮明なため想像で訳した部分があることをお詫びいたします。）

訳：琉球大学 許 光瑞

遺跡とその保存技術

(株)鴻池組技術研究所副長 中澤 重一

1)はじめに

世界各地の貴重な文化財や自然をリストアップし国際的な監視体制を敷き、これらの遺産を破壊から守ろうとする「世界の文化遺産及び自然遺産の保護に関する条約」（通称 世界遺産条約）をわが国がこの6月に批准・加盟したように、遺跡や文化財を積極的に保存しようという世界的なトレンドが起こっている。このようなトレンドの中にあって遺跡の保存技術に地質工学的あるいは土質工学的観点からもアプローチしようという機運もうまれ、1988年アテネにおいて「古代の工事、記念物、歴史的遺跡の地質工学」に関する国際シンポジウムが開催された。また、1994年にニューデリーで開催予定の第13回国際土質基礎工学会議では「古い構造物と記念物の基礎」と題するセッションが設けられている。著者は10年前に建設工事に伴って発見された工事計画区域内の古墳を修復・保存処置した経験から、その後度々この種の事例に関係する機会を得た。その数例について紹介しよう。

2) 遺跡・遺構・遺物¹⁾と保存処理

遺跡とは過去の人間行動の痕跡とされており、一定の空間・物質的資料をもつ場所そのものを総称しており、この遺跡は土地に構築されて動かすことのできない遺構（住居址、墓塚、土壘等）と、人間が自然物を加工した製作物などで出土場所を離れても意味を失わない遺物（石器、土器、銅劍、装身具、木簡等）とで構成されている。

遺物の保存技術は従来から保存科学分野で研究されており、その成果は博物館の展示品等でかいざん見ることができる。他方、遺構に主体を置いた遺跡の保存処理は、一部の研究者や技術者の手によって実施されているが、対象物が大規模になることや方法論的に議論があることなどからケース・バイ・ケースで対症療法的に処置されてきているといえよう。一般に表1のように、発見された遺跡をそのまま保存しようとする現状保存、発見された遺構などが破損している場合に修理を施して保存しようとする保存修理、発見された遺構を保存処理しその歴史的価値を表現展示する保存整備とに概念的に分類されているが、現実にはこれらが複合された形で実施されている。

3) 土でできた遺構の保存処理

遺跡の保存技術のなかで、住居址や古墳・窯跡で代表される土でできた遺構の保存処理について述べよう。

遺構が土でなる場合にはその保存処理

表1. 遺跡等の保存・修復処理の概念

現状 保存	現状のまま無処理	遺物の現石など 例：太宰府址 多賀城址
	埋葬し保存	風化のしやすい埴輪文化財への処理 例：東北自動車道暴着原の土壙跡他
	保存処理の実施	倉成樹籬等で風化防止、破損部の修繕 例：久保泉丸山遺跡他
	保存施設の建設	覆層等をかけて風化防止 例：江田船山古墳
保存 修理	修理	破損部や欠損部を修理 例：多數例あり
	復原	破片や痕跡をベースに復原修理 例：多數例あり
保存 整備	修景整備	遺構を利用した公園化 例：豊國遺跡他
	復原展示	遺構をベースに建物等を復原展示 例：吉野ヶ里遺跡

方法に 2 つのアプローチがある。1 つは遺構の置かれている環境を強制的に制御する、すなわち環境を一定の条件に保つ方法をとり風化等の作用から防衛しようとするもので、温湿度変化の抑制等がこれにあたる。もう 1 つの方法は表 2 に示すような高分子系樹脂等を使用して土を強化し、風化作用等に対する抵抗性を付与しようとするものである。これらの行為は土木工事で利用されている地盤改良や土質改良の総合的な応用問題として位置づけられよう。以下の事例はこの観点からの保存処理事例である。

4) 縄文時代住居址の処理

新潟県長岡市に縄文時代後期～晩期(3,500～2,300年前)の集落跡が発見され、遺構の一部の住居柱穴を露出展示されることが計画された。展示部には覆屋が建設されるが、遺構面が河岸段丘性沖積土でなっているため、乾燥等によるひびわれに起因する崩壊が懸念された。そこで、土層表面の補強保護層の処置をとることが決定された。従来このような場合ソイルセメントによって保護層を設けているが、この保護層は基本的に不透水層であるため保護層と遺構面に土中水が滞留し保護層の剥離が生じることが指摘されている。

保護層が通水性や透気性を保持するような特殊変成エポキシ樹脂を主とした配合の人工土層で、柱穴を処理した。処理断面を図 1 に示すが、①遺構面の面出し、②エポキシプライマーの塗布およびガーゼの敷設(エッジ部の補強)、③エポキシプライマーの部分塗布(遺構面の接着強化)、④樹脂モルタル(エポキシ樹脂 1、乾燥土 5、水 0.1 を混合)の塗つけ、⑤処理面の整形、⑥特殊変成エポキシ樹脂および表層土の散布(表面仕上げ)の手順で施工した。写真 1 に完成状態を示す。

5) 国分寺跡の復原²⁾

群馬県群馬町に 8 世紀に築造された上野国分寺跡があり、東西 218m、南北 233m の敷地に推定高さ 65m の七重の塔と金堂が建てられ、敷地全体が築垣によってめぐらされていたと推定されている。これらのうち、築垣を当時と同様な方法で復原することになった。この築垣は考古学的調査結果と記録から底部幅 1.8m、上部幅 1.2m、高さ 2.7m で、2.4m 間

表 2. 土でなる遺構用保存材料例

	利 用 材 料	用 途・目 的
注 入	イソシアネート系合成樹脂 アクリル系合成樹脂	注入・圧入により土層強化 発現強度は高い。 注入・圧入により土層強化 硬化後色調変化少、粘性大
接 着 整 形	エポキシ系合成樹脂 ガラスチップ	亀裂の補強、欠損部の補填 乾燥した土と混合すると擬土となる。 擬土用混合材

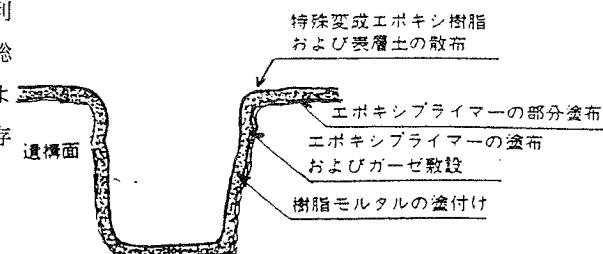


図 1. 柱穴保護層の断面構成

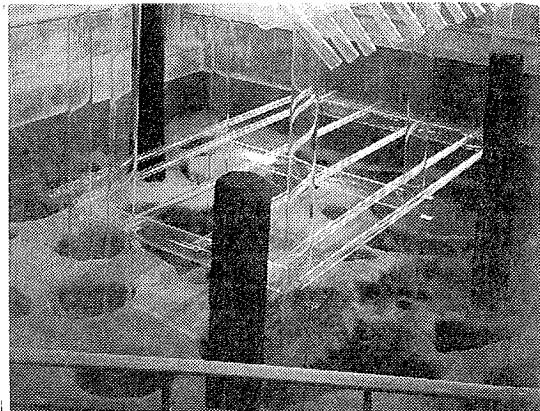


写真 1. 保護処理した住居址の展示状況

隔に寄柱をもつもの（図2）で、版築によって作成されたものと考えられている。

復原にあたって、築垣の材料土の配合が問題になった。土質力学的検討から材料強度を求め、現地調達可能な土という条件のもとで配合試験を実施した。その結果材料土を関東ロームとし、関東ローム10、砂3、消石灰1の割合で混合（三和土）し、さらに重量比で1%の塩化マグネシュウム（にがり）を加えることにした。施工方法は2.4m間隔の寄柱2スパンに仮枠および堰板を組み、その中に材料土を14~15cmの厚さに敷きならし、その上を人力で櫛棒を用いて7.5cmになるまで掻き、その繰り返しによって築造した。仕上がった壁面はパウムクーヘンのように縞状の模様がつき、さらに型枠板の木目がうきでている。完成状態を写真2に示す。

6) 古墳の修復²⁾

長野県更埴市に4世紀後半に築造されたと推定されている古墳（通称 森将軍塚）が存在している。全長100m、後円部径約45m、高さ10mの規模で竪穴式石室を持つ前方後円墳である（図3）。当地域が山岳寒冷地であるところから、凍結融解等の作用を受け著しく破損された状態にあった。推定される築造当時の形にこの古墳を復原整備し、さらに便益施設・安全施設を完備して史跡公園として公開することが計画された。墳丘盛土の復原にあたって、その盛土に十分な強さと耐久性を付与すると同時に自然性・美観を損なわないこと、ふき石下地としての条件を満たすことが要求された。すなわち、ふき石をある程度固定するがコンクリートのように完全に固定しないこと、雨滴侵食・表流水侵食や凍結融解に対して抵抗性を持つこと、不透水性であること、地山以上の強さを持つこと、自然色を発すること、草木が発生しにくいこと等である。

地山の強度試験結果により一軸圧縮強さ3.20 kgf/cm²、乾燥密度1.71 g/cm³という値が得られたので、これを設計目標値として各種配合試験や現場試験を実施した。最終的に、現地で調達可能な水田の耕作土を材料土とし、材料土1に対して碎石0.7（重量比）を混合し、さらに材料土重量の5%の消石灰、1%のグラスファイバーを添加して表層をして施工した。復原した古墳の代表的表層の設計断面を図4に示すが、旧地山に盛土をして

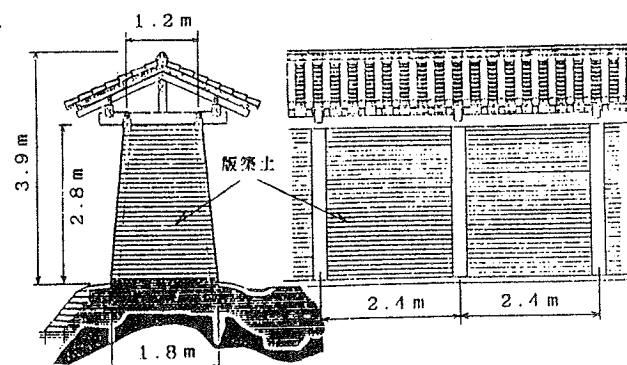


図2. 築垣の設計断面



写真2. 完成した築垣

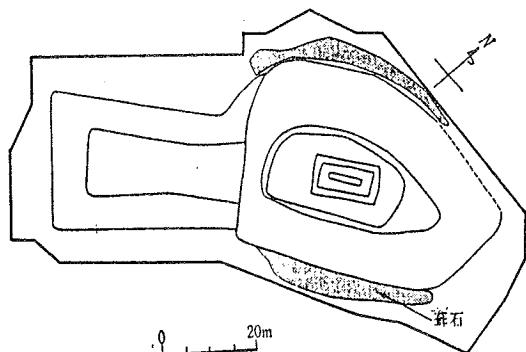


図3. 森将軍塚の平面構成

予め整形し、その上に排水層、四和土ふき石を施工した。なお、四和土内にも外側に傾斜を持つ排水層を5m毎に設けている。

7) 古墳の移設復原³⁾

建設工事予定地に遺跡が発見された場合、工事の中止、工事計画の変更、遺跡の分離保存（移設）、記録等の処置が取られるが、遺跡（特に遺構）の分離保存はその価値論から問題視されがちである。しかし、記録の一形態であるとの主張もあり、古墳・窯跡・圃場跡等の一部を大地から切り取り移設することもある。

佐賀市で、九州横断自動車道建設に先だって実施された埋蔵文化財調査によって発見された久保泉丸山遺跡は紀元前3世紀から紀元6世紀にかけての各種墳墓群によって成り立っていた。ちなみに、支石墓118基、かめ棺墓4基、箱式石棺墓3基、土壙10基、古墳12基、集石墓2基、土壙墓1基を数えた。保存方法に関して種々の論議を経て、前述の記録保存の一手法との観点から遺構群の移設復原が実施された。この場合、移設結果を公開することで野外博物館として機能させることになった。

移設に当っては、遺構の保存状態によって3つの処理方法を採用した。具体的には、①破損の程度の小さいものはそのまま移設時の防護処置をし移設する、②部分的に保存のよいものはその部分のみでも防護処置して移設する、③破損の著しいものは解体移設・復原することである。①の形式で移設した最大のものは、長さ3.5m、幅3.3m、高さ2.0mの横穴式石室で、総重量48tfであった（図5）。移設作業手順を表3、吊り上げ状況を写真3に示す。

移設復原後、野外に露出された状態で公開されるので、墳丘等の表層強化処理が必要である。この場合、前述の森将軍塚と同様に見かけのうえで土であること、雨水等の侵食を

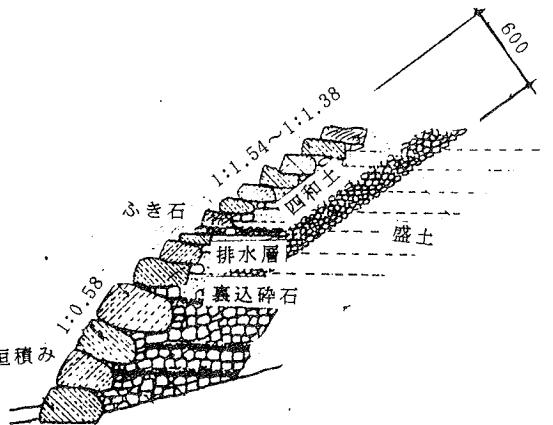


図4. 古墳の復原表層の構成

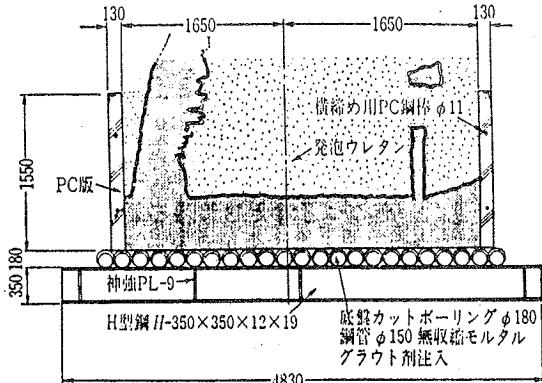


図5. 石室の移設時の架構

表3. 石室移設の作業手順

作業手順	作業目的	使用材料・機器
石積み目地の清掃	目地の塵除去	刷毛拭き 圧搾空気の吹付け
石積み目地の目詰め	石組の接着強化 注入材の漏出防止	グリス状エポキシ樹脂 樹脂1:砂1.5の擬土
石材の養生	ウレタンとの接触防止	粘土詰めと水浸和紙の貼り付け
石室内へ発泡ウレタン充填	石室移動中の安全確保	現場発泡性硬質ウレタン
地盤注入	床面土層強化	イソシアネート系地盤注入剤
底盤の縁ぎり	石室床面を切断	鋼管挿入
切断部の固定	移動用に整形補強	PC版、吊りあげ架台の設置
移動		クレーン、トレーラー

受けにくく不透水性であること、乾燥収縮等による亀裂が発生しないこと、凍結融解に対する抵抗性を持つこと、草木が発生しにくいことなどの条件を満たすことが要求された。ポルトランドセメントを用いたソイルセメントで処置することを前提に各種配合試験をした結果、①ソイルセメントの強度は充分でありその性質はセメントの添加量によって支配される、②乾燥収縮率を小さくし、収縮亀裂発生防止にグラスファイバーの混入が有効である、③セメントの添加量が4～6%程度であれば処理土の色調に人工的な感じを生じない等の結果が得られた。そこで、墳丘の表面処理層にはセメント添加量6%、グラスファイバー1%を混合したものを用いた。移設後完成した古墳公園を写真4に示す。

8) おわりに

埋蔵文化財や遺跡の保存は、これまでその必要性は認められながら必ずしも具体的に実現されていたとは言い難い状態にあったといえよう。特に土質工学技術者が参画した例はそれほど多くはなかった。近年、考古学専門家や保存科学専門家と土質技術者が協力してその保存処理にあたる例が徐々に増えてきている。しかし、後年「むしろ保存処理でなく改悪であった」と批判されることがないように心すべきであると考えている。

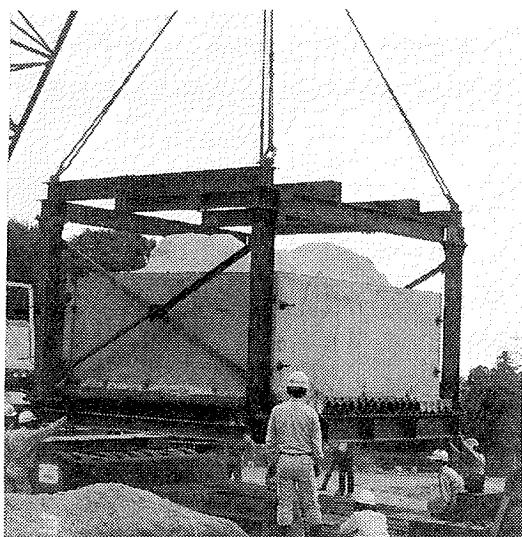


写真3. 移設石室の吊り上げ作業

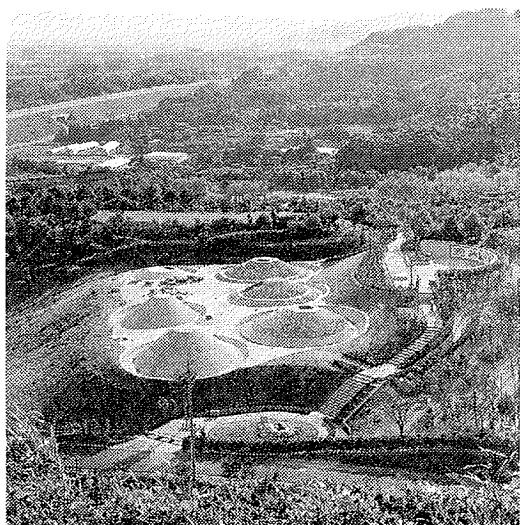


写真4. 完成した古墳公園

参考文献

- 1) 例えば、文化財保存全国協議会編；遺跡の保存辞典、三省堂、1990.
- 2) 中澤他；版築による復原築垣の土質工学的検討、27回土質工学研究発表会、pp.25～26、1992.
- 3) 西田他；古墳の土質工学的調査と保存の事例、土と基礎、40-1、pp.33～40、1992.

原始琉球人の環境適応

安里嗣淳

(沖縄県立図書館史料編集室)

一、海の道と海の壁 —— 二つの文化圏の形成

島伝い（有視界）航行

北琉球文化圏（奄美・沖縄諸島）と南琉球文化圏（宮古・八重山諸島）

二、海洋民としての原始琉球人

(1)居住地選定の原則

遺跡分布の特徴から —— ①海岸性 — 珊瑚礁への適応

②水の確保 — 源泉・海岸低地の沢

(2)原始琉球人の圈内交通

①沿岸交通路の発達 —— 石器材料の需要

②通行路としての水系（内陸部進出の場合）

源泉付近への定着・海洋への通路の確保

三、「ウチナーンチュ=琉球人」の起源

(1)最も古い時期に琉球諸島に居住した人々（旧石器時代）

山下洞穴人、港川人 —— 諸問題

(2)最古の新石器時代人 六五〇〇年前

野国貝塚人、渡具知東原貝塚人、

(3)「ウチナーラしさ —— 個性化」の始まり 四～三五〇〇年前

縄文時代後期

(4)「自己」と「他」の認識の始まり 二〇〇〇年前

九州弥生人と交易 —— ゴホウラ貝、イモガイ

(5)権力の発生・国家の形成と人民の意識 十二～十五世紀頃

四、適応の諸形態

(1) 海岸低地 —— 珊瑚礁への依存

(2) 石灰岩地帯の岩陰 —— (縄文後期並行期)

(3) 台地縁辺部への居住 —— (縄文晩期並行期)

堅穴式住居、石組住居

土留擁壁工事の始まり

- (4) 海岸砂丘地への展開 —— (弥生相当期～平安時代相当期)
珊瑚礁を中心とする採取経済が頂点に達した時期
稻作導入の拒否
- (5) 再び丘の上へ —— グスク時代のはじまり 十二世紀以降
農耕の開始 ——
鉄器の普及 ——
海外との交易
内陸部への本格的進出 —— 耕地開発
石垣積みの城郭（野面積み）、掘っ建て式の館
- (6) 大土木工事の時代 —— グスクの最盛期 十四世紀～十五世紀
丘陵におけるテラス造成
「切り」と「盛り」、石垣、版築技法
切り石積みの城郭
基壇の造成 —— 館の建築、礎石式柱の普及

五、遺跡の保存と復元

- (1) 土層（文化層、遺構）保存の課題
タテ崩落 —— 穫穴式住居の壁の保存の問題
風化、変色、分解、植物の寄生
- (2) 城壁石垣保存の課題
植物の寄生 —— 崩落
「石が瘦せる」 —— 崩落
石垣をはずすと元に戻しにくい
- (3) 植物の繁茂対策
- (4) 石灰岩丘陵の宿命 —— 溶解と崩落
- (5) 保存の試み
① 浦添貝塚 —— トンネル方式により保存
② 仲泊貝塚 —— 国道の迂回により保存
③ 湧田古窯跡（県庁内） —— 切り取り（移築）により保存
④ 勝連城跡頂上の岩石 —— 金属アームによる抱合
⑤ 遺構（主に館跡、住居跡） —— 埋土で保存の上、再建（模造）
座喜味城跡、勝連城跡、首里城跡、今帰仁城跡、仲原遺跡、
土層の切り取り —— 主に貝塚の土層

沖縄土質工学研究発表会

1. 国頭まあじ土における浅層土中温度の変動について

琉球大学工学部土木工学科

○ 川上呂二・上原方成

金武保貴・原久夫

大濱朝亮

1. まえがき

開発工事に伴う土地造成などが行われるとほとんどの場合、人工斜面ができる。人工斜面や自然斜面の表層は太陽熱や降雨などの影響を受けて風化・劣化が進行する。特に裸地のままにしておくと温度や含水量の著しい変動を直接受けるために乾燥・湿潤の繰り返しも多く風化の進行がより早くなる^{(1) (2)}。そのために食性の高い国頭まあじは土壤侵食が起きやすく河川に流出し、“赤土流出”として海岸の汚濁につながっている。

土の風化には物理的風化や化学的風化などがあるが本研究では物理的風化の要因の1つとしてあげられる土中温度の変化を連続的に測定した^{(2) (3)}。前回は本島北部の自然裸地斜面で観測を行ったが、今回は締固めてつくった安定処理土層において、セメント系混和材の混合比別、深さ別に土中温度にどのような差があるかを観測した。現在も測定中であるのでその一部を報告するものである。

2. 測定試料

試料として東村で採取された国頭まあじ土（以下東土）を用いた。東土について比重試験、粒度試験等の物理的試験を行い、その結果を図-1および表-1に示す。

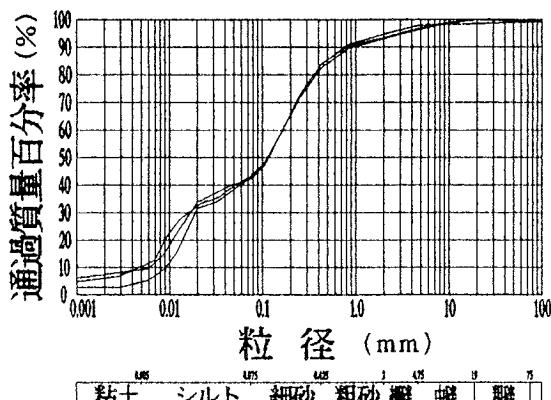


図-1 粒径加積曲線

表-1 試料土の物理的性質

採取場所	東村
比重	2.71
液性限界 L. L (%)	29.4
塑性限界 P. L (%)	20.9
塑性指数 P. I (%)	8.5
礫分 (%)	6
砂分 (%)	51
シルト分 (%)	35
粘土分 (%)	8
塑性図による細粒分の分類 (日本統一土質分類)	砂質土 (SF)
三角座標による分類 (日本統一土質分類)	砂質土 (SF)

3. 温度測定の方法

琉球大学工学ビル近くに深さ45cmの穴を三カ所掘り混和材混合比0%, 3%, 5%に調整した東土を穴に入れ突き固めた。混和材の混合比0%, 3%, 5%とは試料土の乾燥質量の0%, 3%, 5%の混和材を混合したものである。

突き固めには質量 10 kg の重錐（直径 16 cm）を用い、高さ 30 cm の所から自由落下させ、試料を 10 層に分けて入れ、1 層当たりの落下回数を 113 回とし、含水比は J I S A 1202 に準じて別に行なった締固め試験より得られた最適含水比 $w = 16.8\%$ になるようにした。なお締固めエネルギーは締固め試験より得られた最適含水比を用いるために締固め試験と同じエネルギー $E = 5.63 \times 10^4$ (kgf · m/m³) とした。

測定する場所の土質が泥岩土であり、試料土の東土とは性質が異なるため、周りの影響を受けないように掘った穴にポリバケツを入れその中に試料土を入れて測定している。

昨年、漢那ダム近くの斜面（裸地）で 1 年間測定した結果²⁾、深さ 15 cm より深い所では地中温度の変動が小さいという結果が得られたため、今回は深さ 5 cm, 15 cm の 2カ所に地中温度計の感温部を埋め込み、自記記録式地中温度計で地中温度を測定した。地表面の温度は水銀温度計を地表より深さ 1 cm 程度の所に感温部を埋め込み、午前 10 時、午後 1 時、夕方 6 時の 1 日 3 回測定した。（図-2, 図-3 参照）

測定期間は 1 年間で今年 8 月下旬から測定を開始した。

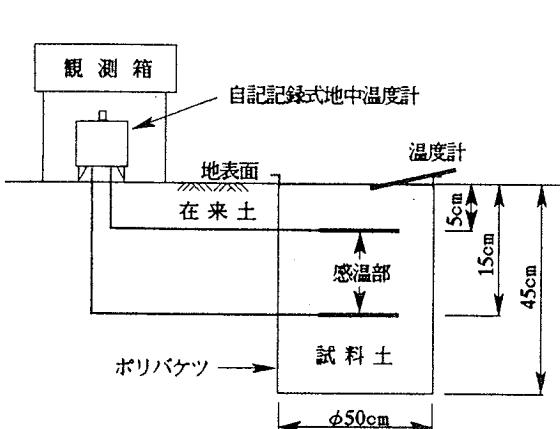


図-2 地中温度計設置状況

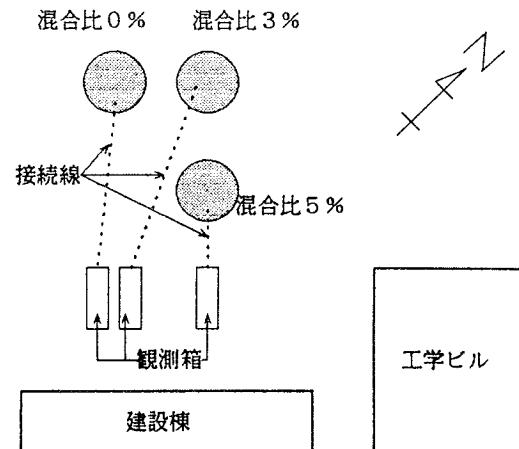


図-3 測定場所状況図

4. 結果及び考察

図-4 は混合比別に 1 週間の地中温度状況を例示している。この図より晴れの日と雨の日とでは変動に差があり、晴れの日の方が日最高地中温度と日最低地中温度の差が顕著である。また温度上昇、低下ともに深さ 5 cm の方が 15 cm よりも急である。

図-5 に 9 月の日最高最低地中温度の変動を示す。これより深さ 5 cm の方が日最高地中温度と日最低地中温度の差が大きいことがわかる。また各混合比を比べてみると、日最高地中温度では少しバラツキがあるが 0~3°C の差であり、日最低地中温度ではほとんど差がなく 1°C 以下の差である。

図-6 に 9 月の地中温度の月平均変動差（1 日の日最高地中温度と日最低地中温度との差の月平均）と深さとの関係を示す。5 cm の深さでは混合比 0% で 8.3°C, 混合比 3% で 9.9°C, 混合比 5% で 9.2°C 程度の差で、15 cm の深さでは混合比 0% で 4.3°C, 混合比 3% で 5.4°C, 混合比 5% で 4.3°C 程度の差となっている。

1 日を通して地中温度が上昇し始めてから日最高地中温度に達するまでに各混合比とも深さ 5 cm と 15 cm とでは時間にズレがあり、図-7 にその時間のズレを示す。図-7 よりその時間のズレは各混合比とも平均 2 時間程度である。最高地中温度に達するまでの時間のズレは地表からその深さに熱が伝達される時間に相当するのではないかと考えられる。

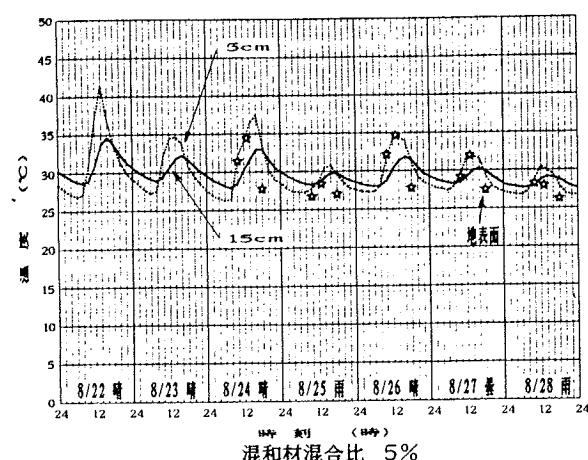
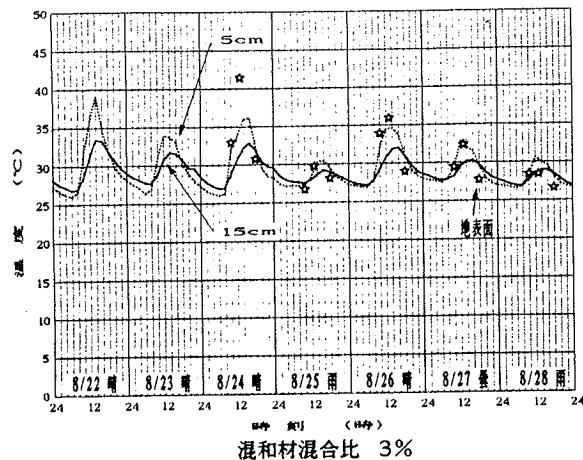
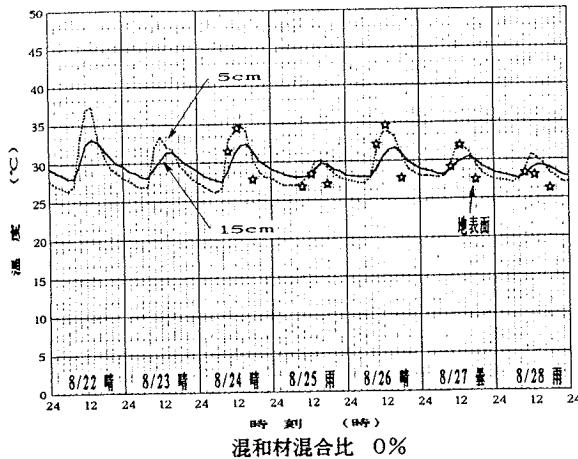


図-4 混和材混合東土土中温度経時変化

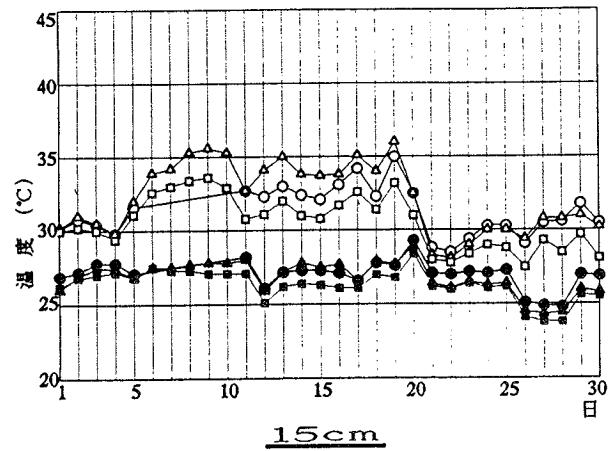
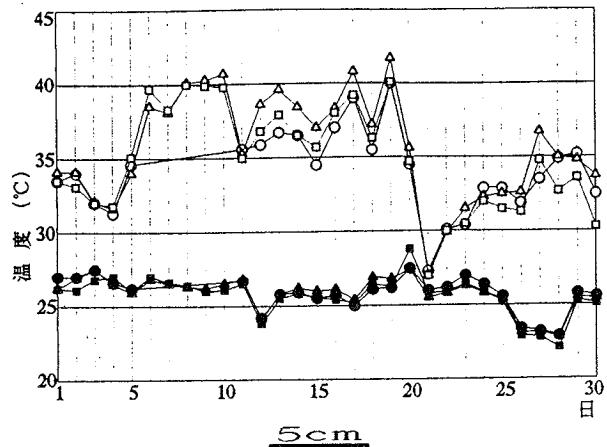
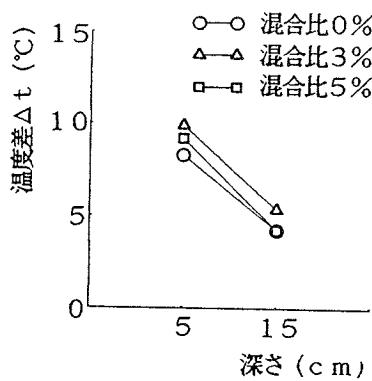
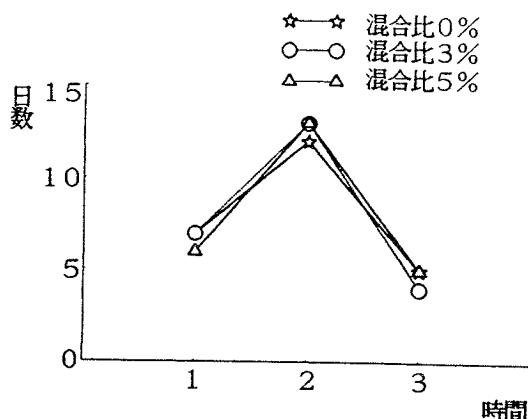


図-5 日最高最低地中温度

- 注) ○—○ 混合比0% 日最高地中温度
- △—△ 混合比3% 日最高地中温度
- 混合比5% 日最高地中温度
- 混合比0% 日最低地中温度
- ▲—▲ 混合比3% 日最低地中温度
- 混合比5% 日最低地中温度



図一六 地中温度変動差の月平均



図一七 日最高地中温度に達するまでの時間のズレ

5. まとめ

- 1) 9月の測定結果で各混合比を比べてみると同じ深さでは、日最高地中温度に差があるが、その差は大きくても3℃程度であり、日最低地中温度ではほとんど差がない。
- 2) 1日の地中温度の変動において日最高地中温度に達するまでに時間のズレを有し、深さ5cmと15cmとでは2時間程度のズレがある。
- 3) 深さ15cm以内での日最高地中温度と日最低地中温度との差は土性に影響を与えることが十分に考えられる。

6. あとがき

今回は東土を用い測定を開始して間もないが、これから観測する冬場の地中温度と共に1年間を通しての地中温度と、去年行った実際の地盤での地中温度との間にどのような違いがあるかを比較検討してみる必要がある。また、地表面の地中温度も連続的に測定して地表面の温度の変動も調べ、どれくらいの差があるか調べてみる必要がある。

7. 参考文献

- 1) 上原方成、原 久夫、徳元秀光、重村 将；国頭まあじの法面崩壊について、第三回沖縄土質工学研究発表会 講演概要集
- 2) 上原方成、座喜味 学、新垣政弥、照屋 孝；浅層土中温土の変化と表層土の劣化に関する基礎的研究、第四回沖縄土質工学研究発表会 講演概要集
- 3) 上原方成、原 久夫、座喜味 学；浅層土中温土の変動と法面の劣化崩壊について、土木学会第47回年次学術講演会（1992）

2. 国頭まあじ土のセメント系混和材混入による 一軸圧縮強度とスレーキング特性の変化について

琉球大学工学部土木工学科 ○大濱 朝亮 上原 方成
金武 保貴 原 久夫
川上 呂二

1. はじめに

国頭まあじは受食性が高いといわれており、開発工事に伴う土地造成等が行われ裸地となった場合には、侵食、崩壊がおきやすく、赤土流出といった問題を引き起こしている。^{1) 2)}

本研究は、赤土流出の一因となっている法面崩壊に対して、その発生を抑制、防止するための基礎的研究である。前回の沖縄土質工学研究発表会において、粘性土である今帰仁村の土及び砂質土である東村の土について報告されている。²⁾ 今回は、前者の今帰仁村で採取した細粒分の多い土にセメント系混和材を混入した処理土及び原土について、締固め試験、一軸圧縮試験、スレーキング試験を行い、結果の一部を報告する。

2. 試料

今帰仁村で採取した土を使用した。試料土の基本的性質を調べるために、粒度試験、液性限界試験、塑性限界試験、比重試験を行った。その結果を表-1に示し、粒径加積曲線を図-1に示す。

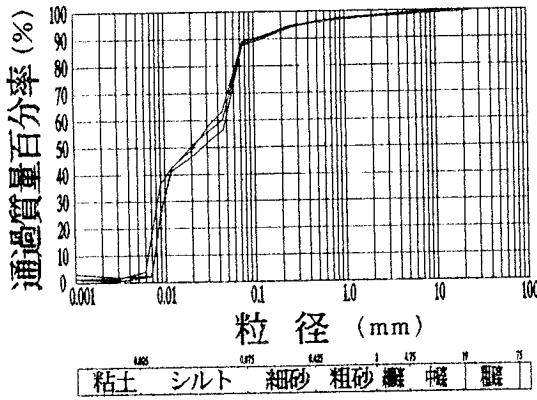


図-1 粒径加積曲線

表-1 試料土の物理的性質

採取場所	今帰仁村
比重	2.74
液性限界 L. L (%)	51.3
塑性限界 P. L (%)	28.2
塑性指数 P. I (%)	23.1
礫分 (%)	2
砂分 (%)	10
シルト分 (%)	85
粘土分 (%)	2
塑性図による細粒分の分類 (日本統一土質分類)	粘土 (CH)
三角座標による分類 (日本統一土質分類)	細粒土 (F)

3. 試験方法

セメント系混和材の混入による国頭まあじ土の力学的特性に及ぼす影響を調べるために、その混合比を0%から3%，5%と変化させ以下の実験を行った。但し、混合比は乾燥土に対する重量比とする。

締固め試験： J I S A 1 2 0 2に準じて実施する。試料土に前述した混合比で混和材を混入し、内径10cmモールド、質量2.5kgランマーを用い、落下高30cm、3層に分けてモールドに詰め、一層当たり25回突固めとし、非繰り返し法で行った。

一軸圧縮試験：JIS A 1216に準じて実施する。供試体は、締固め試験と同じ方法で締固めたものを用いる。但し、供試体の含水比は、締固め試験によって得られた最適含水比との差が±1%以内になるように調整する。また、混和材混入時の養生による一軸圧縮強さに及ぼす影響を調べるために、供試体作製直後の場合と、含水比の変化がないように、ラップで密封し、湿潤箱において7日、14日間養生した場合について試験を行った。

スレーキング試験：供試体のスレーキング（水中崩壊）³⁾を経時的に測定するために、図-2に示すような装置を用いて試験を行った。供試体は、一軸圧縮試験の場合と同様に、含水比を締固め試験によって得られた最適含水比との差が±1%以内になるように調整し、作製したもの準備した。供試体作製時の削り面の影響を考慮して、削り面を底面として、供試体底面からの水の浸透を防ぐために、底面を直径10cmの円形アクリル板を置いた。また、養生による影響を調べるために、供試体作製直後と、含水比の変化がないようにラップで密封し、湿潤箱において1時間養生した場合について試験を行う。各時間毎の供試体の水中重量W_wを測定量とし、供試体の初期の湿潤重量W₀、体積V、含水比ωより初期の乾燥重量W_dを求める。ここで、供試体の飽和度の変化を無視して、供試体の湿潤単位体積重量γ_wを一定と仮定すると、初期水中重量W_w、任意の時間t₁の時の水中重量をW₁としたとき、崩壊した細片の体積は△V=(W₀-W₁)/(γ_w-γ_d)となる。また、その重量は△W=W₀-W₁+△V·γ_wとなる。これらから崩壊した細片の乾燥重量W_{s'}=△W/(1+ω/100)を求め、次式をもって、残留率とした。

$$\text{残留率} (\%) = (W_s - W_{s'}) / W_s \cdot 100$$

4. 結果及び考察

締固め試験によって得られた締固め曲線を図-3に示し、最大乾燥密度ρ_{dmax}、最適含水比ω_{opt}の値を表-2に示す。また、セメント系混和材の混合比に対する最大乾燥密度と最適含水比の変化を図-4に示す。図-3において①、②、③曲線は、セメント系混和材の混合比0%，3%，5%それぞれの締固め曲線を示している。図-3からセメント系混和材の混入は、その混合比の増加とともに、含水比の低い値での乾燥密度の増加をもたらすことがわかる。また、表-2、図4からセメント系混和材の混入は、最適含水比の減少を多少もたらすが、最大乾燥密度はほとんど変化がなく、締固め試験結果においては、最大乾燥密度、最適含水比の両方にさほど影響をもたらさないようである。

表-2 最大乾燥密度及び最適含水比

混合比(%)	ρ _{dmax} (g/cm ³)	ω _{opt} (%)
0.0	1.61	22.12
3.0	1.61	21.96
5.0	1.61	21.34

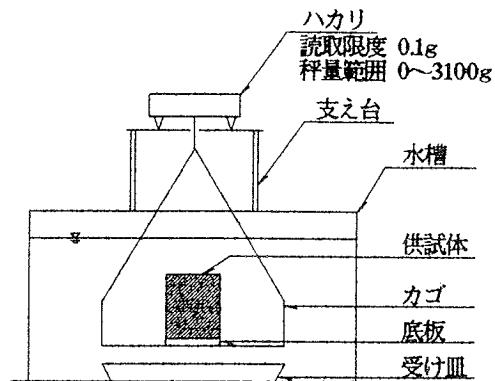


図-2 スレーキング試験試験装置

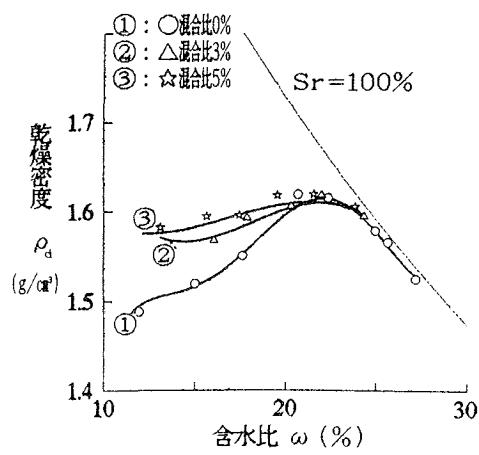


図-3 締固め曲線

一軸圧縮試験の結果より、図-5. 1は供試体作製直後、図-5. 2は7日養生、図-5. 3は14日養生それぞれの応力～ひずみ曲線を示している。また、図-6は養生期間に対する一軸圧縮強さの変化を示している。図5. 1からセメント系混和材を混入することにより、一軸圧縮強さが混合比3%で $0.8 \text{ (kgf/cm}^2)$ 、混合比5%で $0.5 \text{ (kgf/cm}^2)$ 程度増大していることがわかる。また、図5. 2、図5. 3及び図6から、養生期間をとることにより、一軸圧縮強さが増大する傾向を示すことがわかる。図-6で混合比3%、5%において、0日養生（供試体作製直後）から7日養生にかけて曲線の勾配が大きくなっている。その後3%は、横ばい状態であり、また、5%の勾配も緩やかな状態となることから、この時点で、ほぼ一軸圧縮強さは最大値に近づいたと考えられる。

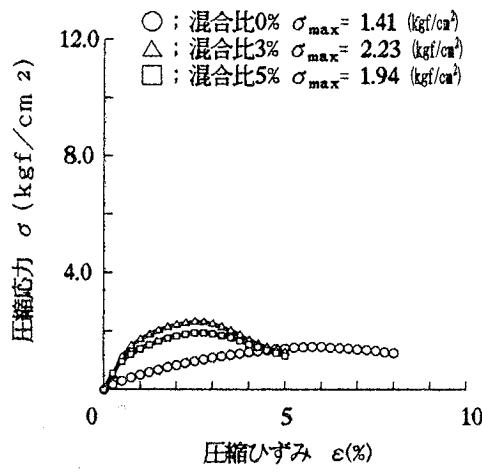


図-5. 1 一軸圧縮試験 直 後

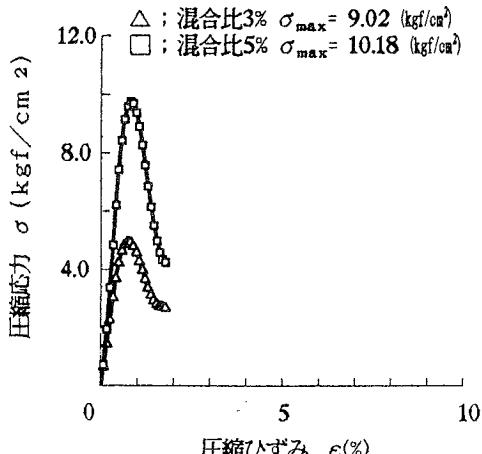


図-5. 3 一軸圧縮試験 2週間養生

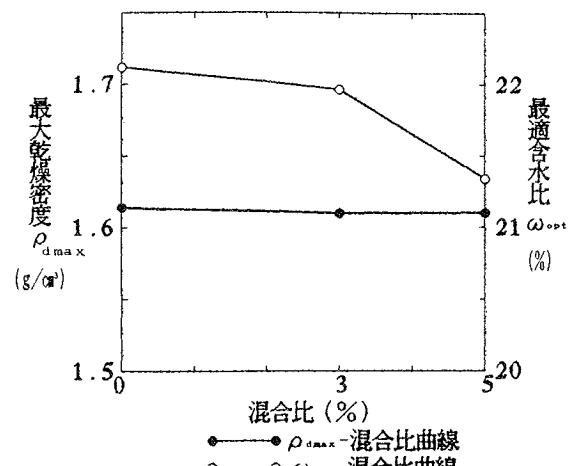


図-4 混合比に対する最大乾燥密度と最適含水比の変化

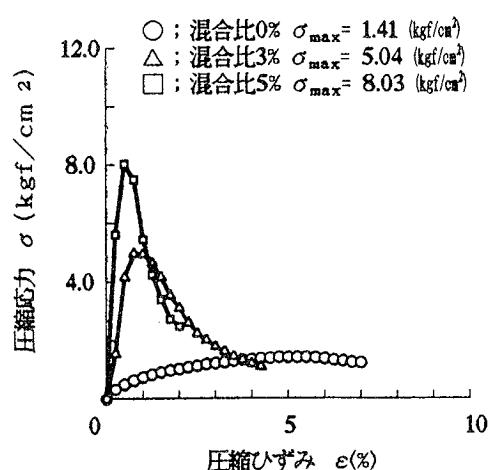


図-5. 2 一軸圧縮試験 1週間養生

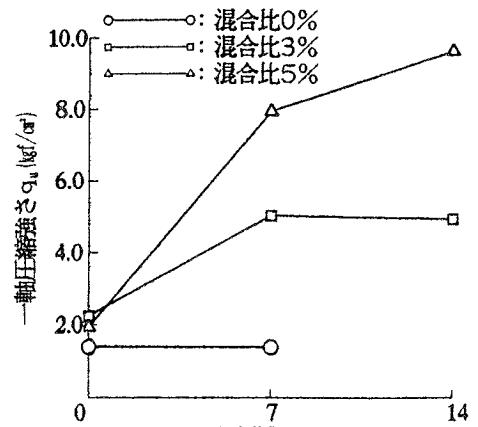


図-6 養生期間に対する一軸圧縮強さ

図-7. 1は、作製直後の供試体について行ったスレーキング試験より得た経過時間に対する残留率を示している。また、図-7. 2に60分養生した場合の経過時間に対する残留率を示している。図7. 1、図7. 2より、セメント系混和材の混合比の増加に伴い、残留率が増加することがわかる。また、養生することにより、残留率が増加することがわかる。

5. まとめ

今帰仁村で採取した国頭まあじ土に対して、締固め試験、一軸圧縮試験、スレーキング試験を行った結果次のことが言える。

セメント系混和材の混入は、混合時の含水比が最適含水比より低い値 (*dry side*) で乾燥密度の増大が得られる。

セメント系混和材の混入は、一軸圧縮強さを増加させる。また、養生することによりさらにその効果が上がる。

セメント系混和材の混入は、スレーキング試験における残留率を増加させる。また、養生することにより、残留率を増加させる。

6. あとがき

今回は、供試体作製時の含水比を最適含水比に設定して、セメント系混和材の混合比を0%，3%，5%に変えて、力学試験を行った。今後の課題としては、一軸圧縮強度において、最適含水比の *dry side* 又は、*wet side*についても検討する必要があるだろう。また、スレーキング特性に関して養生時間を種々変えて試験を行う必要があるだろう。更に、スレーキング試験において、供試体作製時の含水比の及ぼす影響 (*dry or wet side*) についても検討する必要があろう。

(参考文献)

- 1) 上原 方成, 原 久夫, 座喜味 学; 浅層土中温度の変動と法面の劣化崩壊について, 土木学会 第47回年次学術講演会 (1992)
- 2) 新垣 政弥, 照屋 孝, 座喜味 学, 上原 方成; 国頭マージ土の安定処理工法に関する基礎的研究 (その1), 第4回沖縄土質工学研究発表会講演概要集
- 3) 宜保 清一; 代表的沖縄本島土壤の乾燥過程とスレーキングの関係, 琉球大学農学部学術報告, 第22号 (1975)

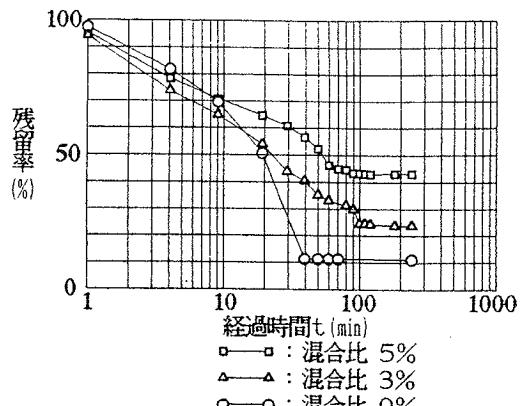


図-7. 1 スレーキング試験
供試体作製直後における残留率

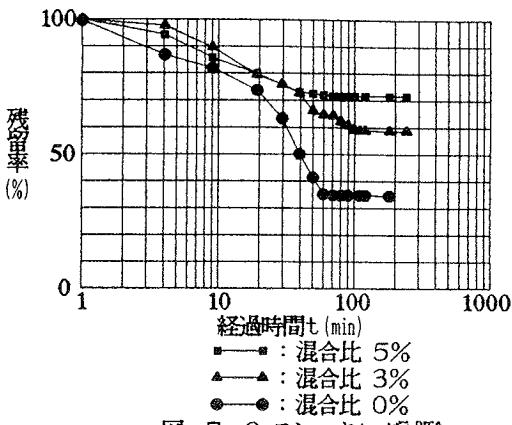


図-7. 2 スレーキング試験
60分養生における残留率

3. 沈砂池等からの低濁度排水に関する研究

琉球大学農学部 ○翁長謙良 吉永安俊

I. はじめに

沖縄県では、農地造成等の各種開発にともなう赤土流出が問題になり、現在に至るまで様々な赤土流出防止対策がなされてきた。農用地でも赤土流出防止対策として沈砂池等の防災施設により対策を講じている。現在、沈砂池等からの真水排水は上澄み排水かまたはフィルターを用いてろ過することにより対応しているが、前者は動力によるもので手間がかかり、後者は微細粒子による目詰まりでフィルターが機能しなくなるなどの問題を抱えている。本研究は模型実験により沈砂池等からの排水を自然流下で行った場合、流出する濁水の土砂濃度と排水量の関係について調べたもので、流域環境の赤濁汚濁抑制対策に資するものである。

II. 実験方法および結果

実験は沈砂池のモデル水槽による排水口1ヶおよび4ヶの場合と土壤侵食試験区の土砂溜マスによる場合の3通りで行った。それぞれの方法と結果はつぎのとおりである。

1. モデル水槽による排水口1ヶの場合

(1) 方法：実験には図-1の水槽(奥行は87.7cm)を沈砂池のモデルとして使用した。4本のパイプのうち最下端のパイプを排水口とし、供試土は園頭マージの現地試験区の土砂溜に堆砂したものを使用した。供試土の粒度組成は表-1の通りである。

表-1 供試土の粒度組成(%)

粗砂	細砂	シルト	粘土(コド)
11.8	28.4	21.8	38.0(22.5)

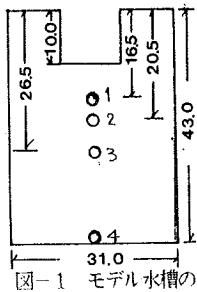


図-1 モデル水槽の正面図

水槽に水位が33cm、堆積後の土砂厚が図に示す4の排水口より5cmになるように水85ℓ、土砂18kgを入れ攪乱して設定時間後に4の排水口より排水し、数分間隔で採水した濁水の土砂含有量と流量の経時変化を調べた。その際、排水口のバルブを開栓した直後の流量を初期流量とし、それをあらかじめ調節して4段階に分けておき、それぞれ小流量(初期流量=50m³/s)、中流量(初期流量=120m³/s)、大流量(初期流量=200m³/s)、極大流量(初期流量=250m³/s)とし、各流量について調べた。設定時間は1時間、3時間、5時間、20時間とした。

(2) 実験結果および考察：土砂含有量と流量の経時変化を各1時間後のものを事例としてそれぞれ図-2、図-4、および図-5に示す。いずれの流量の場合も同様に排水直後は高い土砂濃度で流出する。これは排水口が完全に土砂に埋まっているので、水みち形成による土砂混入のために十数秒間続いた後には低い濃度に推移する。この状態は水位と土砂面が一致する直前まで続き、水位が土砂面と一致すると再び高い濃度になり、数十秒後に排水が終了する。その間流量は時間の経過とともに減少する。低濃度時の土砂含有量は3時間後と20時間後において大流量が極大流量よりもわずかに高くなっているが各時間とも流量の大きいもの程、土砂含有量が高くなつ

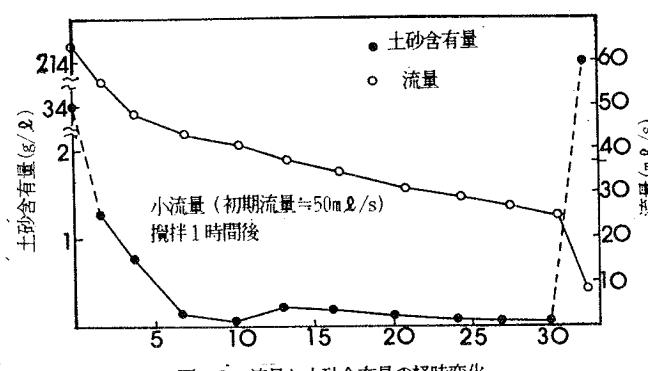


図-2 流量と土砂含有量の経時変化

ている

図中の水位は土砂含有量が最も低かったときの水位でいずれも 10 cm 前後で、これは排水前の水位の上層部に当たるが土粒子が時間の経過と共に沈降することから考えると当然の結果であると言える。

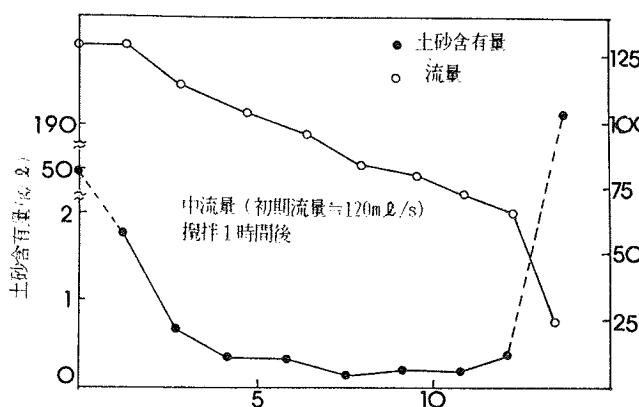


図-3 流量と土砂含有量の経時変化

表-2 は各時間、各流量の土砂流出量と流出率で、図-6 は各流量の各時間における土砂流出量を表したものである。1 時間後 1 の場合だけが極端に多くしかも流量の大きいものほど多くなっているが 3 時間後以降は各流量ともほぼ同様で少なくなっている。このことから、沈降時間が長い程又流量の小さいものの程、低濃度で排水されることが認められる。以上の実験の結果より、沈降時間の短い 1 時間後では流量が小さくても土砂流出が多く不適当であるが、3 時間以上では流量が大きくても土砂流出は少なく流出率も 3 % 未満であることから、排水口が堆積土砂の下にある場

表-2 土砂流出量と流出率

	小流量 (50m³/s)		中流量 (120m³/s)		大流量 (200m³/s)		極大流量 (250m³/s)	
	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)	流出率 (g)
1時間後	520	2.9	1166	6.5	2529	14.1	2818	15.7
3時間後	338	1.9	344	1.9	465	2.6	474	2.6
5時間後	306	1.7	373	2.1	367	2.0	380	2.1
20時間後	204	1.1	269	1.5	315	1.8	317	1.8

合でも極めて低濃度で排水できることが分かった。今後は排水直後と排水終了直前に高濃度で排水されることから、この処理をうまくやるために排水口の位置、沈砂池の容量などの検討や、所定の濃度で排水できる限界流量を求めることが出来れば、より良い低濃度排水が可能であると思われる。

2. モデル水槽による排水口4ヶの場合

(1) 方法：濁水の流出源は鉄製の水槽 ($L=94.2\text{cm}$, $W=39.6\text{cm}$, $D=49.8\text{cm}$) を利用し、その水槽で土砂濃度 10g/l の濁水 100l を用意し、供試土濁水とした。土粒子が水によく分散するように攪拌しながら排水口(バルブ)を開栓し、ほぼ一定流量で図-1の水槽に流した。水槽(図-1)が満ぱい(約 98l)した後、上部の排水口から順次下方までそれぞれの水位までほぼ一定間隔で約 500cc 採水し、それぞれの排水口からの濁水

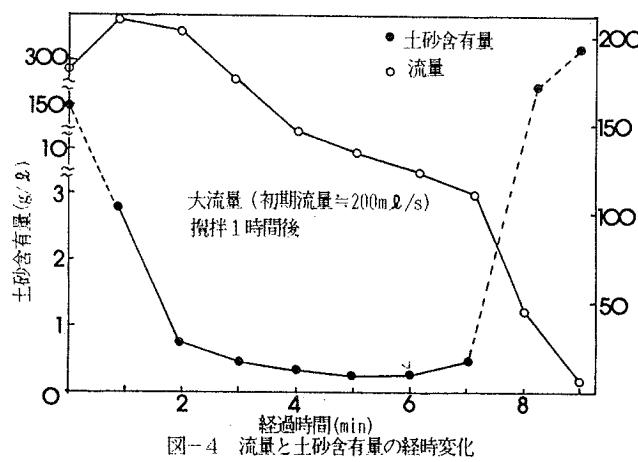


図-4 流量と土砂含有量の経時変化

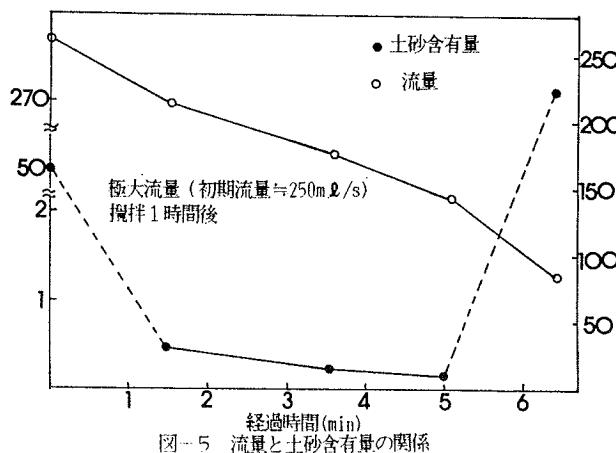


図-5 流量と土砂含有量の関係

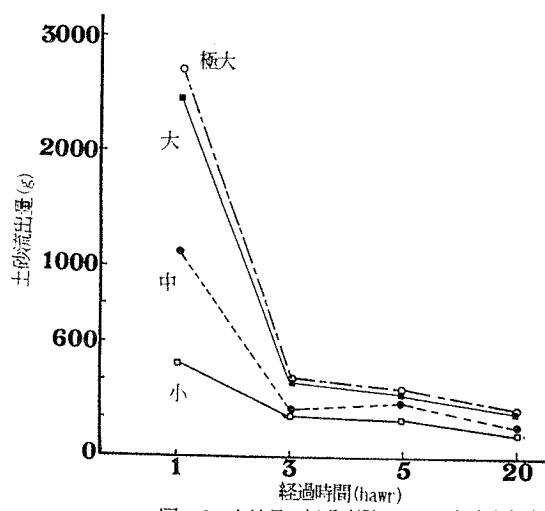


図-6 各流量の経過時間における土砂流出量

の土砂濃度の経時変化を調べた。

(2) 実験結果および考察：図-7は図-1の排水口1、2、3、4からの流出濁水の土砂濃度の経時変化を示したものである。排水開始5分後に採水した濁水濃度がつぎの5分後には1/5に低下し、20分後には最初の濃度1/10以下に低下している。2、3、4の排水口からは、それぞれ1、2、3の排水口まで水位が低下した直後に開栓し、所定の時間毎に採水した。いずれの場合も経時時間と共に土砂濃度が低下するのは土粒子が時間につれて沈降するので当然であるが、2、3、4の濁水濃度がそれぞれ1、2、3の最後のそれよりも高くなっているのは排水パイプに付着した土粒子が開栓によって一気に流出したためである。

3. 試験区の土砂溜マスによる場合

(1) 方法：実験方法は1)とほぼ同じであるが水位が堆積土砂と一致して排水終了直前に出る濁水の濃度については検討していない。

(2) 実験結果および考察：結果は表-3に示す。降雨終了後、およそ20時間、24時間、72時間で採水した。土粒子の沈降時間の長いもの程、土砂濃度は低くなっていることが分かる。実験1と比べると20時間後では若干高くなっているものの、24時間後以降では全く同様な結果になっている。また流量は実験1の極大流量(初期流量 $\approx 250 \text{ m}^3/\text{sec}$)の2~3倍になっているが、それでも低濃度で排水されることが分かった。

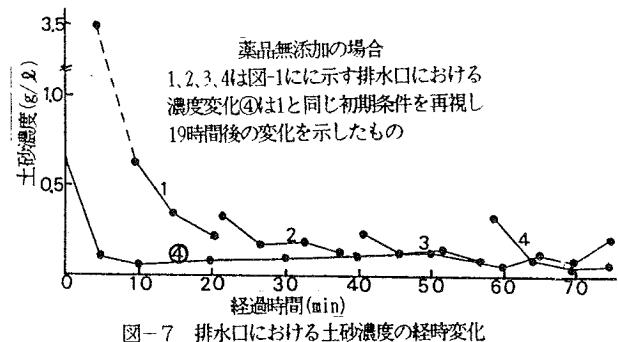


図-7 排水口における土砂濃度の経時変化

表-3 試験区の土砂濃度

9月14日 24時間後採水				9月17日 72時間後採水			
水位(cm)	流量(m ³ /s)	土砂含有量(g/l)	土砂量(g)	水位(cm)	流量(m ³ /s)	土砂含有量(g/l)	土砂量(g)
92	435	0.30	85	60	316	0.56	132
80	357	0.19	67	50	435	0.04	14
65	455	0.17	60	35	345	0.03	11
50	345	0.17	60	9月28日 24時間後採水			
35	294	0.16	56	水位(cm)	流量(m ³ /s)	土砂含有量(g/l)	土砂量(g)
9月24日 20時間採水				97	500	0.70	280
水位(cm)	流量(m ³ /s)	土砂含有量(g/l)	土砂量(g)	80	667	0.01	3.5
20	588	2.93	689	65	588	0.02	7
10	345	3.47	408	50	714	0.01	3.5
11月1日 20時間後採水				35	588	0.01	3.5
水位(cm)	流量(m ³ /s)	土砂含有量(g/l)	土砂量(g)				
65	588	0.74	240				
50	526	0.37	130				
35	455	0.40	141				

III. おわりに

実験1では、沈砂池等からの排水を堆積土砂面下にある排水口から自然流下で行っても低濁度排水が可能であることが分かった。このことは試験区の土砂流マスからの排水でも同様な結果を得た。しかし濁水貯留後の適切な沈降時間は実験1の模型水槽では3時間以上であったのに対し、試験区の土砂溜マスでは20時間でも高濃度で流出することがあり、実際の沈砂池等での土粒子の適切な沈降時間を検討する必要がある。

実験2では、濁水貯留直後でも上位の排水口より順次排水することにより低濁度排水が可能であることが分かった。以上のことは沈砂池等において、流入濁水が満ばいになる以前に降雨が止む場合に有効であり、今後は濁水流入中の排水についての研究が重要である。

参考文献:

- 1 翁長謙良、呉屋昭、吉永安俊：沈砂池の浄水排水に関する研究、農業土木学会大会講演要旨（平成3年）
- 2 翁長謙良、吉永安俊、呉屋昭：沈砂池等からの低濁度排水に関する研究、農業土木学会九州支部講演集（平成3年）

4. 大規模掘削に伴う島尻泥岩の変形挙動について

応用地質株式会社 田中敏彦

1. まえがき

調査地は、沖縄本島南部の市街地である。本島南部には、島尻泥岩が分布しており、この島尻泥岩を掘削する工事が行われている。市街地での掘削であるため、周辺地域への影響が予想され、アンカー工法等の補助工法を用いて施工が進められている。同時に周辺地盤の挙動を測定するため、孔内傾斜計などの変位計も設置され、継続的な監視がなされている。この観測の一環として、掘削に伴う地山の変位量（以下リバウンド量とする）の測定を行った。

リバウンド量測定箇所の掘削断面を、図-1に示す。掘削斜面は、1:1.2 および1:1.5 であり、アンカーで斜面の安定性を高めている。リバウンド量は掘削断面の中央の1ヶ所で測定した。

本報文はその測定方法と測定結果について述べたものである。

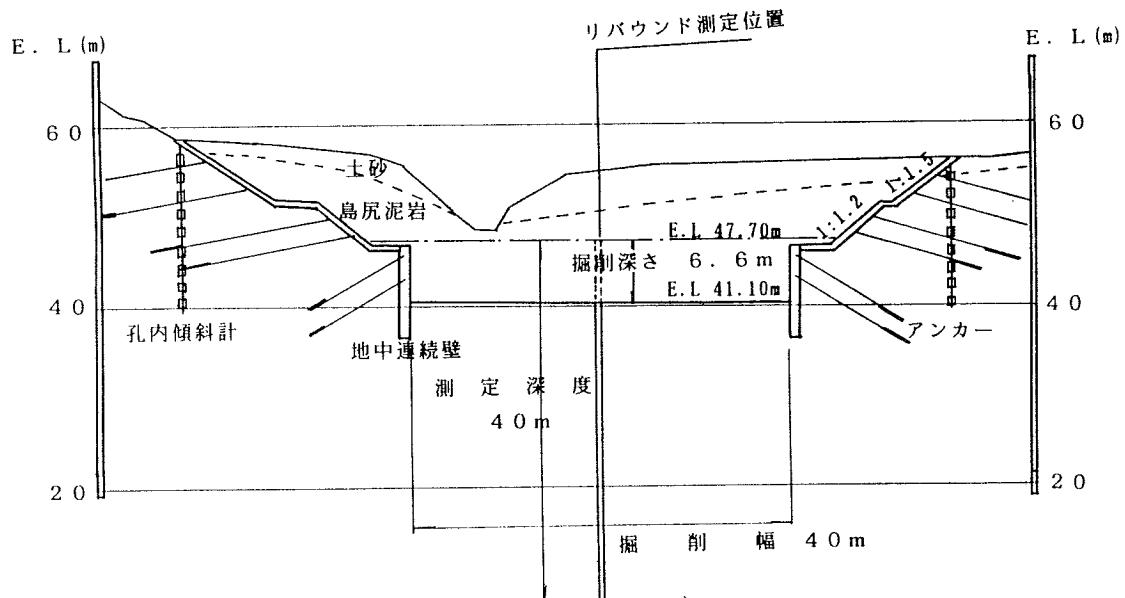


図-1 掘削断面模式図

2. 測定方法

2-1. 測定機の概要

測定機は、スライディング・ミクロメータを使用した。この測定機を用いて地山の挙動を測定するためには、地山にあらかじめ測定用のケーシングを埋設する必要がある。このケーシングにはメジャリングマークといわれる測定用のピンが組み込まれており、このメジャリングマークの動きを測定することにより掘削に伴うリバウンドの挙動を把握することができる。スライディング・ミクロメーターの測定原理は次のとおりである。

図-2に示すようにボーリング孔内にメジャリングマークを1m間隔で埋設し、メジャリングマークをグラウト材により地山と固着させておく。地山がボーリング孔の軸方向に変位するとメジャリングマークも軸方向に動き、隣り合うメジャリングマーク間の長さが変化する。この長さの変化を図-3に示すゾンデを孔内に挿入して、孔口から孔底まで測定する。ゾンデ本体内部には、変位検出用の差動トランジスタが組み込まれている。差動トランジスタ本体は上部ヘッドに固定されており、伸縮部の伸びを差動トランジスタにより検出し、地山の変位量を求めることができる。

これにより、各区間(1m間隔)毎の変位量 ℓ_i が軸方向に連続的に求められ、区間変位 ℓ_i を孔底から孔口まで累積することにより、孔底を不動点と考えた場合の地中の変位分布を求めることができる。

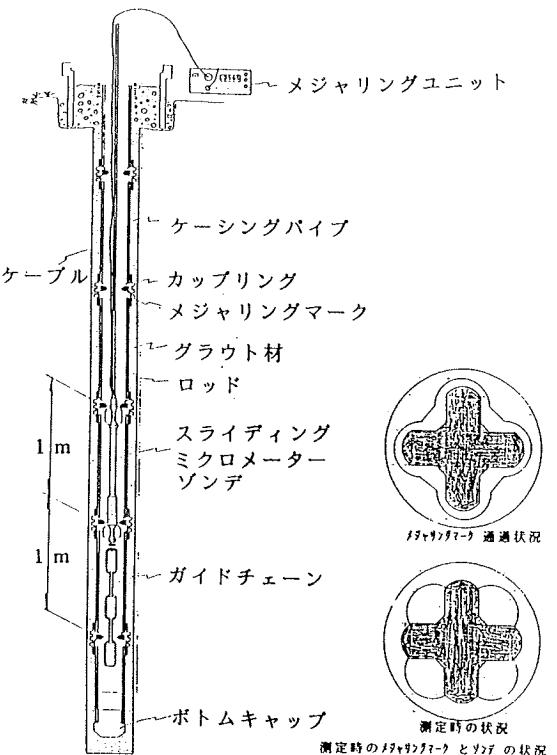


図-2 測定孔概略図

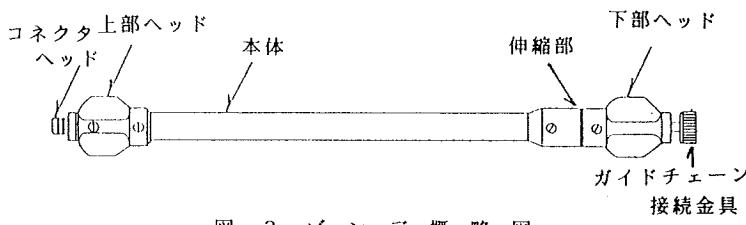


図-3 ゾンデ概略図

2-2. 測定深度

正確にリバウンド量を測定するためには、不動点からの計測が必要である。島尻泥岩での大規模掘削のリバウンド量測定例はないものの、他の洪積地盤の例によると影響深度(L)は、掘削幅(B)の $L = 1.0 \sim 2.5 B^{1.1 \sim 2.1}$ ^{1,2,3)}程度とされている。

調査地においては、

- (i) 掘削深さが6.6mと浅いこと
- (ii) 泥岩の影響深度は洪積地盤より浅いと予想されること

等から、影響深度を最終根切り深度から $L = 1.0B$ とした。したがって、掘削幅B=4.0m程度であることを考慮し、 $L = 4.0m$ とした。

表-1 スライディング・ミクロメーター仕様一覧表

品名	項目	仕様
スライディング・ミクロメーター ゾンデ	測定基線長	1000mm
	測定範囲	10mm(±5mm)
	平均誤差	±0.003mm以内
	動作温度	-20°C ~ +60°C
	温度係数	1‰/10°C以下
	直線性	2‰以下
デジタル指示計	耐水圧	15kgf/cm²
	動作電圧	110VAC, 50-60Hz
	測定範囲	±9999
	平均誤差	0.001mm
校正器	動作温度	-10°C ~ +40°C
	測定基線長	997.5mm 及び 1002.5mm
	動作温度	0°C ~ +40°C
	温度係数	0.8-1.2×10⁻⁴/m·°C

3. 測定結果

孔底を不動点とした場合の地中の変位分布（累積変位）を図-4に、各区間（1m間隔）毎の区間変位図を図-5にまとめた。また、表-2に、測定日毎の掘削深さおよび掘削土量について示した。

表-2 測定日、掘削深さ、掘削土量一覧表

回数	測定日	観測時点での地盤高	掘削深さ	掘削土量(m ³)
初期値	平成3年12月21日	EL+47.7m	0	0
第1回	平成4年2月26日	EL+45.3m	2.4m	1150
第2回	平成4年3月9日	EL+43.3m	4.4m	1760
第3回	平成4年3月21日	EL+41.7m	6.0m	2200
第4回	平成4年6月2日	EL+41.1m	6.6m	2770

測定結果から、以下のことがわかる。

- ①図-4の累積変位図によれば、掘削に伴いリバウンドが生じており、深度30m以浅から変位は大きくなっている。
- ②最終掘削時（第4回測定）には、地表面で約6mmのリバウンドが測定された。
- ③図-5の区間変位図からは、区間変位は深度によって差があり、深度18mから25m間、9mから12m間の区間変位が小さい区間と、深度12mから18m間の区間変位が大きい区間に大別される。
- ④区間変位は地質状況と比較的よく対応しており、例えば砂岩が分布する深度10m付近、25m付近は区間変位は小さく、泥岩の分布する深度10mから20m付近は区間変位が大きい。

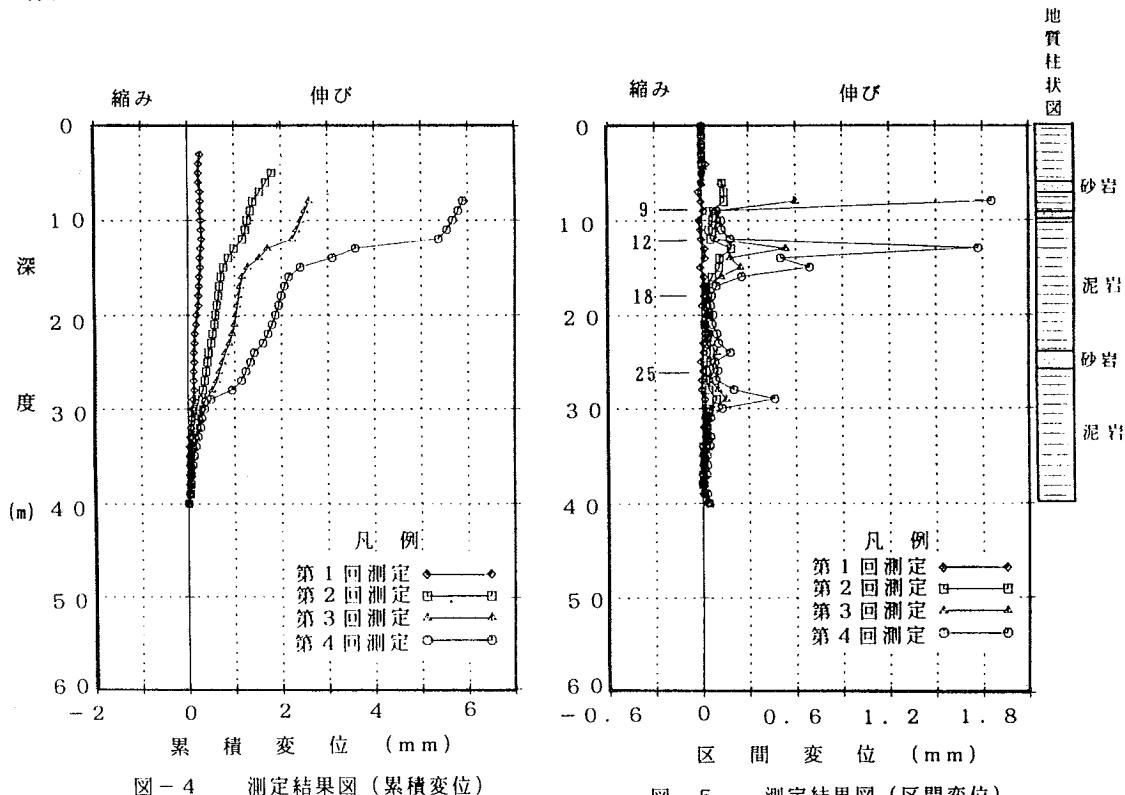


図-4 測定結果図(累積変位)

図-5 測定結果図(区間変位)

図-6に掘削土量と深度10m, 15m, 20m, 25m, 30m, 35m 各深度のリバウンド量の関係を示す。

- 図-4, 5, 6から以下のことがわかる。
 ①掘削に伴い、各深度での累積変位は大きくなるが、掘削土量が 1150m^3 を越えるあたりから、各深度のリバウンド量は急激に増大する。
 ②増大する傾向としては深度-30m, -35mでは掘削に伴いゆるやかに増大するものの、深度-15m, -20m, -25mでは、掘削土量が 1150m^3 を過ぎたあたりから急に増大し、 1150m^3 掘削時点でのリバウンド量の約2倍～7倍程度を示す。

このように、掘削土量の増加の割合に比べてリバウンド量の増加の割合が大きいのは、掘削終了後直ちに変形が終了する弾性変形のみではなく、時間的な変形（クリープ変形）との和としてリバウンド量が得られたためと考えられる。しかし、これらの量については掘削終了後一定時間放置して測定する等のクリープ変形を考慮した測定を行っていないため不明である。

4. あとがき

島尻泥岩の掘削に伴うリバウンド量の測定をスライディング・ミクロメーターを用いて実施した。測定箇所が掘削範囲の中央の1ヶ所であり、他の地点（斜面法尻付近など）との比較が出来なかったこと、各掘削段階における時間的な変形量の把握が出来なかったこと等今後の課題は数多くあげられるが、これまでにこのような島尻泥岩の大規模な掘削のリバウンド測定事例がなかった事を考えると、島尻泥岩の変形挙動の1つの資料となるものと考えられる。

今後は、この変位量と強度低下との関係を把握し、掘削範囲およびその周辺を含めた長期的な安定についても検討する予定である。

《参考文献》

- *1) 傅中掘りツイルコーナー 岡田純治：根切りに伴う地盤のリバウンドについて、第17回土質学会発表会
- *2) 東急建設㈱ 青木雄二郎：深い根切工事に伴う地盤の浮上について 第17回土質学会発表会
- *3) 竹中工務店 寺田邦雄：掘削による地盤の浮上に対する一考察、第16回土質学会発表会

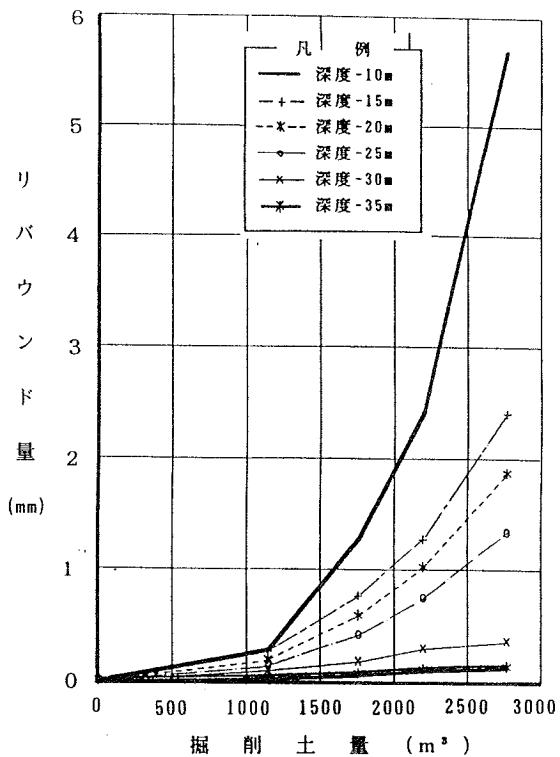


図-6 挖削土量と各深度の
リバウンド量の関係（累積変位）

5. 瑞慶山ダムの堤体材料について

北部ダム事務所長 棚橋 通雄
 調査設計第一課 課長 山本 力
 調査設計第一課 係長 植田 憲治
 ○調査設計第一課 係員 伊佐 真幸

1. 瑞慶山ダムの概要

沖縄本島中部に位置する、本島最大の二級河川である比謝川（流域面積53.4km²、幹線流路延長16.6km）の支川与那原川は、沖縄市北方から既設瑞慶山ダムを経て、さらに南下し比謝川と合流する、流域面積8.1km²、ダム下流流路延長3.6kmの二級河川である。

瑞慶山ダム建設事業は、比謝川水系と与那原川上流に昭和36年に建設された利水専用の瑞慶山ダムを利水と治水の両目的を兼ねた多目的ダムとして既設瑞慶山ダムの下流約130mの地点に再開発するものである。

ダム及び貯水池の諸元を表-1に、標準断面を図-1に示す。

2. 堤体材料

2. 1. 概要

瑞慶山ダムの原石山には、表-2に示すような琉球層群国頭疊層、及び名護層群千枚岩が分布する。これらを地層により分類し、それぞれの堤体材料としての適否を検討した。その結果は以下の通りである。

- コア材については、近傍に計画した原石山において、単独で所要の賦存量、及び所要の材料特性を有した材料の賦存量が少ない。
- また、フィルタ材については、単独で所要の粒度分布及び透水係数を有する材料が賦存しない。

以上のことからコア材とフィルタ材は単独材として得ることが出来ないものと判断された。そこで、異なった材料と混合することによって粒度調整を行った。

その結果、コア材及びフィルタ材は、原石山材料を混合することによって、得ることが可能となった。

今回の報告は、各ゾーンの要求される品質に対し、原石山の材料が混合試験によって、どう満足する材料になるまでに至ったか、また、その試験結果及び施工経過を報告する。

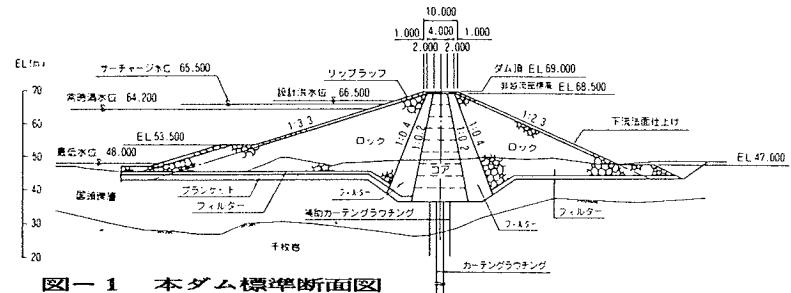


図-1 本ダム標準断面図

表-1 瑞慶山ダムの諸元

ダム名 河川名 位 置		瑞慶山ダム(中央遮水型ロックフィルダム) 比謝川水系と那原川 左岸(沖縄県石川市字楚南地先) 右岸(沖縄市字倉敷地先)		
ダム	本ダム	船ダム	貯水	集水面積 灌水面積 設計洪水位 ゲージ水位 常時満水位 最低水位 総貯水容量 有効貯水容量 洪水調節容量 不特定容量 水道用水容量 堆積砂容量
ダム高	33.5 m	15.0 m		4.7 km ²
ダム頂長	441.0 m	200.0 m		0.77 km ²
ダム体積	630万 m ³	710万 m ³		66.50 m
基礎面標高	35.5 m	54.0 m		65.50 m
ダム上流面	1:3.3	1:3.5		64.20 m
ダム下流面	1:2.3	1:2.3(上部) 1:3.3(下部)		48.00 m

表-2 瑞慶山ダム土取場地質区分

地質名	地質区分	材料区分	層 相
琉球層群	rc		強風化シルト～粘土
	rc-g		強～中風化膠泥じりシルト
	rs		シルト混じり粗砂～細砂
	rcl		均質なシルト質粘土
国頭疊層	rg		粘土混じり弱風化砂礫
	Po		新鮮部は緻密堅硬
名護層群	(Ct)		強風化シルト～粘土
	(Cw)		強～中風化膠泥じりシルト
	(Cc)		中～強風化膠泥じりシルト
	(D①)		著しく片理が発達し剝離性に富む泥質起源の脆弱部
千枚岩	(C④)		中～弱風化シルト混じり砂
	(C①)		割れ目片理の発達した新鮮岩
	(CM)		割れ目片理がやや発達した新鮮岩
	(CH)		割れ目に乏しい良好な新鮮岩

2. 2 コア材

コア材は、ロックフィルダムの遮水ゾーンの構造に用いられる。この材料の選定の際には、所定の透水係数($k = 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下)を確保できること、堤体の変形に追従できること等に留意する必要がある。

当ダムのコア材料としては施工性に特に難点がなく、賦存量も十分期待できる琉球層群国頭疊層のrc、名護層群風化千枚岩のCf、Cc、CL④の各材料が使用できると判断され、昭和60～62年にわたり材料試験（単体及び混合材料）を行った。その結果rcとCfは、粘土・シルト分(粒径0.074mm以下)を50%以上含む非常に細粒な材料であるため、盛立時の残留間隙圧や盛立後の変形等の問題があり、ゾーン型フィルダムのコア材として、単体で使用することは困難であると判断された。

また、CcとCL④は粘土・シルト分が10%以下の粗粒な材料であるため、所要の透水係数が得られず、コア材として、これらを単独で使用することは不可能であることがわかった。そのため、これらの試験結果を踏まえて、rcとCfをコア細粒材、CcとCL④をコア粗粒材として、それぞれ同一に取り扱って、細粒材と粗粒材を混合すれば、コア材として使用可能であろうとの推定がなされた。それを受けて混合比を変化させて種々の混合試験を実施した。その結果、混合比(体積比) {コア細粒材:コア粗粒材=1:2} で混合することによってコア材料として良い結果を得た。物理的性質、及び力学的性質は以下の通りである。

- ①遮水性……室内透水試験において、 $k = 1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ が確保されているため、施工含水比の管理を充分に行えば、現場では所要の透水係数 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ を確保することが出来るものと判断される。
- ②締固め特性……細粒材と粗粒材には、乾燥密度及び最適含水比に非常に大きな幅があるが、施工時に充分に混合することによって材料を均一化することが出来る。
- ③剪断強度……設計値として採用している粘着力 $C' = 0 \text{ kg/cm}^2$ 、せん断強度 $\phi = 30^\circ$ は、充分確保されるものと判断される。(表-3参照)
- ④変形性……ほとんどの材料が塑性指数15以上あり、変形に対する追従性は充分あると考えられる。

2. 3 フィルタ材

フィルタ材として使用されるのは、千枚岩のうちCL①、CM、CHであるが、室内材料試験の結果は、表-4に示すとおりで、①のケースをみると、この材料はフィルタ材としての粒度範囲内から、幾分は離れていた。そこで、この材料に砂(本部石灰岩の碎砂)を混入することにより粒度調整を行った。こ

表-4 {千枚岩のみ及び千枚岩と砂の混合材(100:15)における材料試験結果対比表}

試験項目	重量通過百分率			規格値
	①千枚岩のみ	②混合材	③混合材	
粒度試験	0.074mm(X) 4.76mm(X) 19.1mm(X)	1.5 13.0 27.5	1.8 25.9 38.4	4.7 13～30% 35～52%
乾燥密度 $\rho_d / \text{kg/m}^3$		2.237	2.293	2.05以上
透水試験(cm/sec)		1.13×10^{-2}	1.6×10^{-3}	3.8×10^{-5} 1.0×10^{-4} 以上

※大型突固め(Φ30cmモールド試験器Ec)後の試験値

れより、千枚岩:砂=100:15(体積比)の混合比によって、フィルタ材としての粒度を満足できると考え、種々の室内試験を実施した。その結果は表-4に示すとおりで、②のケースは原石山で発破直後の材料を直接試験室まで運んできた試料で、このケースでは、フィルタ材としての粒度、及び透水性の条件をほぼ満たしている。③のケースは同一場所の材料をグリズリにかけ、ストックヤードにダンプアップした後、降雨を受けた試料である。このケースでは、フィルタ材としての規格値を確保することができず、特に透水性については、規格値と比較して1オーダーの違いがでてきた。③のケースは、通常現場で材料が採取される方法によって材料を採取し、試験を行った。このように材料の細粒化が進んだ原因として考えられるのは、現場における材料の擾乱は、突固め試験におけるエネルギーに比べ、採取する材料に対し非常に大きなエネルギーを加えているということが言える。また千枚岩は物理的作用に対し、細粒化しやすいということも言える。

以上のようなことから、この混合材(碎砂)の使用を断念し、新たな混合材料として碎石の使用、及びその混合比率を検討した。室内試験は、CL①～CM級の千枚岩の基材と、本島中部地区に存する古生代の石灰

岩の碎石（粒径40mm～5mm）を用いて行い、混合比100:20、及び100:30によりフィルタ材としての品質が得られると考え、種々の現場盛立試験を実施した。

その結果は表-5に示すとおりで、千枚岩:碎石を100:20及び100:30の比率で混合した両材料とも、密度と透水係数については規格値をほぼ満足した。しかし、材料移動や転圧の影響により粒子が細粒化され、粒度に関しては0.074mm以下の占める割合が、若干高い傾向を示した。しかしフィルタ基準では細粒分規定において、本来フィルタ材料は非粘着生であるべきことを規定しているので、細粒分の影響による粘着性の有無を確認するために、両材料でフィルタ材の水中粘着性試験を実施した。その結果100:20の材料においては、粘着性（一部自立）を示したが、100:30の材料からは非粘着性が確認された。したがって、当ダムでは粒径0.074mm含有率の規定値(5%以下)を、緩めることができた。(8%以下)によってフィルタ材は、千枚岩と粒度範囲40～5mmの碎石を100:30で混合した材料を採用することになった

2. 4. ロック材

おもに堤体の安定を受け持つロック材には、C M, C H級の千枚岩を使用する。この材料について大型三軸圧縮試験を実施した結果、飽和する事により内部摩擦角がかなり低下（不飽和に比べ約4%低下）することが明かとなったことから、設計強度は飽和試験の結果より粘着力 $c = 0t/mm^2$ 、せん断強度 $\phi = 37^\circ$ とした。また、透水係数は $k = 1.42 \sim 1.47 cm/s$ であり所要の透水性を有することを確認している。

3. 施工要領

3. 1. 盛立材料

盛立材料の規格、採取地等は表-6の通りである

3. 2. コア材の盛立施工

採取されたコア材は、ストックバイルにおいて細粒材20cmと粗粒材40cm厚の互層とし、原則として水平に敷均し、細粒分と粗粒分を積み重ねて全量仮置きするものとする。

コア材のストックバイルからの切り崩しは、図-2に示すように勾配1:2～1:3で、1回の切り崩しは薄くを行い、積み込み前に十分混合して、均一な材料となるようとする。また、締固めは22t級タンピングローラーで行い、転圧回数12回とした。

表-6 堤体材料の規格、採取地

規格区分	最大粒径(mm)	採取地	
スラリークレイ rc, Cf	2	原石山	
コンタクトクレイ	25	リ	
細粒コア材	40	リ	
一般コア材 rc, Cf, Cm, Cc, (Cl④)	150	リ	
コアⅡ材 Cm, Cc, (Cl④)	150	リ	
フィルター材 (粗粒材)	(Cl④), CM, CH	150	リ
フィルター材 (細粒材)	石灰岩碎石	40	購入
ロック材 CM, CH	500	原石山	
リップラップ材	CH	1000程度	購入

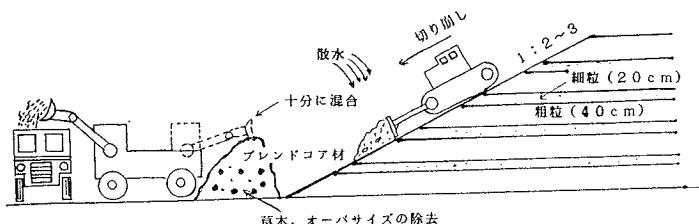


図-2 コア材混合方法

3. 3.

フィルター材の盛立施工

フィルタ材は、原石山にて発破掘削した材料を、グリズリーフルで粒径150mm以上を除去したフィルタ基材を65cmと碎石20cmを互層にして、ストックバイルに仮置きする。コア材と同様に、スライスカットにて切り崩し、十分に混合したものを探取する。また、締固めは8t級振動ローラーを用い転圧回数は4回とした。

4. 品質管理結果

4. 1. コア材

- 粒度；0.074mm以下の含有率は24.6～37.9%の範囲で、基準値内(20～50%)であり、その他の各粒径においても基準値内を確保している。
- 含水比、締固め；常に湿润側で規格値 $W_{opt} + 0 \sim 3\%$ が確保され、平均でも $W_{opt} + 1.77\%$ と良好な値を確保しており、締固め度についても常に規格値内であり、平均値でも 97.3% と良好な値を確保している。
- 透水係数； $3.96 \sim 8.7 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ と基準値を確保している。

(表-7 参照)

表-7

一般コア材の品質管理結果

項目	管 理 基 準 値	管 理 結 果			
		粒径(mm)	通過百分率 %	最小値	平均値
粒 度	0.074	20～50	24.6	32.8	37.9
	4.8	45～80	58.2	67.7	75.2
	19.1	85～95	74.0	87.7	94.6
最大粒径	150mm		150mm		
含水比	$W_{opt} : 0 \sim 3$		0.0	1.77	3.0
締固め	最大乾燥密度の95%以下 $r_d \geq 1.60 t/(m^3)$		1.701	1.747	1.804
透水係数	現場 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下		1.7×10^{-6}	5.7×10^{-6}	8.7×10^{-6}

4. 2. フィルター材

- 粒度；0.074mm以下の含有率は、4.4～6.8%で基準値内(8.0%以下)を満足している。また各粒径とも基準値内を確保している。
- 比重、締固め；十分に基準値が確保されている。
- 透水係数； $6.39 \times 10^{-4} \sim 8.4 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ となっており、基準値を十分確保している。(表-8 参照)

表-8

フィルター材の品質管理結果

項目	管 理 基 準 値	管 理 結 果			
		粒径(mm)	通過百分率 %	最小値	平均値
粒 度	0.074	8以下	4.3	6.3	6.8
	4.8	20～45	21.0	27.585	38.4
	19.1	35～85	47.4	55.1	65.0
最大粒径	150mm		150mm		
比重	表乾比重2.5以上		2.628	2.650	2.690
締固め	乾燥密度 $2.05(t/m^3)$ 以上		2.168	2.202	2.333
透水係数	現場 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以上		6.4×10^{-4}	5.4×10^{-3}	8.4×10^{-3}

4. 3. ロック材

粒度、比重ともに基準値を確保していた。(表-9 参照)

表-9

ロック材の品質管理結果

項目	管 理 基 準 値	管 理 結 果		
		最小値	平均値	最大値
最大粒径	500mm		500mm	
比重	表乾比重2.5以上	2.610	2.665	2.703
締固め	乾燥密度 $2.05(t/m^3)$ 以上	2.164	2.244	2.345

5. まとめ

各材料試験において、コア材の場合、細粒材の r_c , C_f では遮水性は十分あるものの、トラフィカビリチーが不十分ということで、何らかの品質改善が必要となり。 C_c , C_L をコア粗粒材として、1:2の割合で混合したものをコア材として採用し、こうして充分な量、そして規格値を満足したコア材を得ることが出来た。

フィルター材については当初、千枚岩のみでは粒度分布が荒い傾向を示す、ということより千枚岩と砂の混合材を予定していた。しかし、この材料では千枚岩が物理的作用に対して、細粒化しやすいというのが原因で、透水性を常時確保することが出来ないと言うことが認められた。このため粗粒分を加えることとして、室内試験を実施しながら、千枚岩と碎石を100:30の割合の混合材料とし、フィルタ材として採用した。こうして、若干細粒分が多いながらも非粘性を確認したことにより、良質なフィルタ材として堤体材料に使っていている。

また、ロック材についても、ダムの堤体法面勾配を緩やかにすることなどによって、問題なく堤体材料として使っている。

6. おわりに

ダムの盛立は盛立試験と室内材料試験の結果に基づいて設定した管理基準に従って行われており、現在 59,000m³ (平成4年10月末現在) の盛立を完了し、工事は最盛期を迎え平成6年1月の試験湛水にむけて工程どおりの順調な施工を進めている。

今後とも関係者のご支援、ご指導を仰ぎながら安全確保に努め、より品質の高いダムにするよう工事を進めて行きたい。

6. 補強土壁（ウェブソル）工法の盛土材料について

岡三興業株式会社 ○小浪岳治 丸山健吉 江口哲志
山口大学工学部 村田秀一 山本修三 木村健一

1. まえがき 従来、補強土壁工法の補強材の多くはスチール製のものであったが、腐食の恐れのない材質のものや、形状としてもグリッドをはじめベルト状のものなどが提案されている。ここで報告する補強土壁（ウェブソル）の工法原理は補強材と盛土材との摩擦力によって土圧に抵抗するものであり、その設計概念については既に報告されている^{1), 2)}。本補強土壁に用いるバラウェブと称する補強材は、ポリエステル長繊維をポリエチレンで幅8.5~9.0cmのベルト状にコーティングしたものであり、耐薬品性、耐腐食性に優れており、砂質土に対して十分適用できることも確認されている³⁾。本報告では沖縄県に広く分布している国頭まあじを用いて、補強土壁（ウェブソル）工法の粘性土への適用性を調べた結果を報告する。

2. 実験方法 盛土材料とバラウェブ（補強材）との摩擦抵抗力は図1の引抜き試験装置によって調べ、実験に用いた試料の物性値を表1に示し、図2に各試料の粒度分布を示す。また、引抜き試験の供試体の作成は、秋穂砂の場合気乾状態で所定の密度になるよう空中落下法により、まさ土と国頭まあじの場合締め固め度90%になるようランマーを使用して締め固めた。上載荷重はラバープレッシャーバッグの空気圧により調節して、土中からの補強材の引抜きは1.0mm/minの速度として、引抜き力と6点の引抜き変位を各々ロードセルとステンレスワイヤーにより測定した。表2は実験条件を示したものであり、試料の力学特性は三軸圧縮試験により調べた。

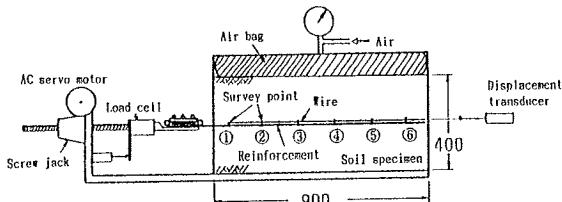


図1 引抜き試験装置

3. 実験結果 図3は国頭まあじ($\sigma_v=1.0\text{kgf/cm}^2$)での所定の引抜き力における各測定点の引抜き変位を表しており、引抜き力の増加に伴い引抜き変位が後端部へ至っていることがわかる。さらに、図3の測点間の伸びから補強材の引張り力と伸びの関係を用いて測点間に作用する引張り力を求め、この引張り力と測点位置の関係を示したものが図4である。この図の勾配はその位置における引抜き抵抗力の大きさを示しており、最大引抜き力を生じた時点において、先頭部での引抜き抵抗力は残留

Sample	C_s	D_{max} (mm)	e_{max}	e_{min}
Aio sand	2.623	2.00	1.071	0.660
Masado	2.684	4.76	1.329	0.681
Maaji	2.722	—	1.884	0.876

表1 試料の物性値

Sample	$Dr(\%)$	$\omega(\%)$	$\tau_s(\text{t/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$	$\sigma_v(\text{kgf/cm}^2)$
Aio sand	75	—	1.52	37.4	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
	90	—	1.58	38.2	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
Masado	108	14.2	1.65	37.2	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
Maaji	111	25.0	1.54	30.7	0.5, 1.0, 1.5, 2.0

表2 実験条件

Sample	$Dr(\%)$	$\omega(\%)$	$\tau_s(\text{t/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$	$\sigma_v(\text{kgf/cm}^2)$
Aio sand	75	—	1.52	37.4	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
	90	—	1.58	38.2	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
Masado	108	14.2	1.65	37.2	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
Maaji	111	25.0	1.54	30.7	0.5, 1.0, 1.5, 2.0

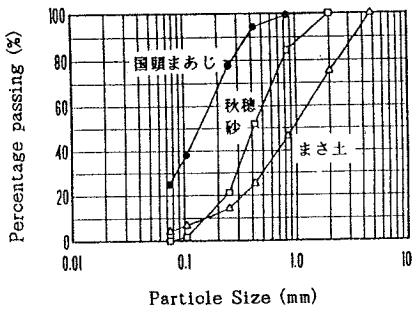


図2 試料の粒度分布

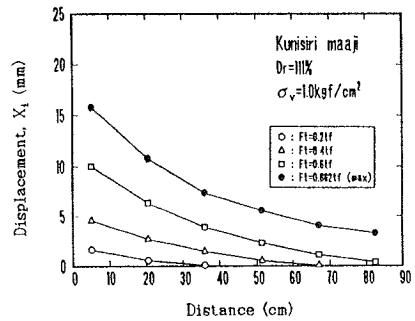


図3 引抜き変位の分布

状態に至っており、中間部において最大抵抗力を發揮しており、また後方部での引抜き抵抗力は全体の抵抗に大きく寄与していないことが認められる。また測点①の引抜き力と測点位置の変位を各試料について示したのが図5であり、細粒分を多く含む国頭まあじの引抜き抵抗力は他の砂質土より小さいといえる。補強土工法の従来の研究において、有効面積法による種々の引抜きせん断応力の算出方法が提案されているが、ここではやや過小評価される傾向にある(1)式の全面積法により最大引抜きせん断応力(τ_{max})を算出して、鉛直応力(σ_v)との関係を各試料について図6に示す。

$$\tau_{max} = \frac{F_{tmax}}{2 \cdot b \cdot L}$$

ここで、 b 、 L は補強材の幅及び敷設長さである。

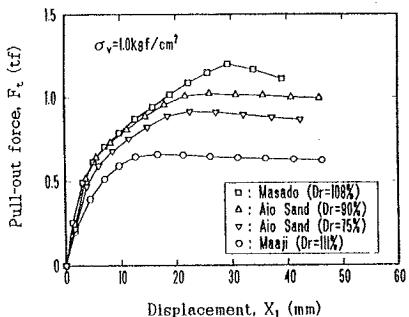


図5 引抜き力と引抜き変位の関係(測点①)

各試料とも見かけの粘着力が見られるが、通常の補強土壁の設計では不確定要素を考慮し、粘着力を無視して引抜きせん断力を評価する。図7は各鉛直応力に対する最大引抜きせん断応力と原点を結ぶ直線の傾き、つまり引抜きせん断抵抗係数(f)と鉛直応力の関係を示したものである。鉛直応力の小さい領域での f の増加はダイレイタシーやの影響と考えられ、鉛直応力の増加に伴い f は一定値に収束する。実験の範囲内の砂質土及び国頭まあじの引抜きせん断抵抗係数は各々 $f \approx 0.5$ 、 $f \approx 0.4$ といえる。

3. あとがき 国頭まあじ及び秋穂砂、まさ土の補強材との摩擦特性を調べた結果、細粒分を多く含む国頭まあじの摩擦抵抗力は比較的小さいことを確認した。従って、補強土壁の盛土材として国頭まあじを用いる場合、設計において砂質土より摩擦係数を低減して検討する必要がある。

《参考文献》

- 1) 小浪・丸山・江口：沖縄県における垂直擁壁の設計・施工の提案、第4回沖縄土質工学研究発表会講演概要集、PP.5-8, 1991.
- 2) 小浪・丸山・村田他：帶状長繊維を用いた補強土壁の設計について、第27回土質工学研究発表会平成4年度発表講演集、PP.2453-2456, 1992.
- 3) 村田・木村・小浪他：帶状長繊維を用いた補強土工法に関する実験的検討、第27回土質工学研究発表会平成4年度発表講演集、PP.2457-2458, 1992.

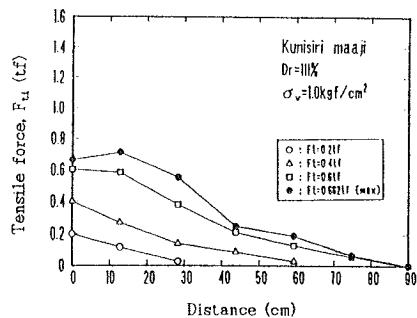


図4 引抜き力の分布

… (1)

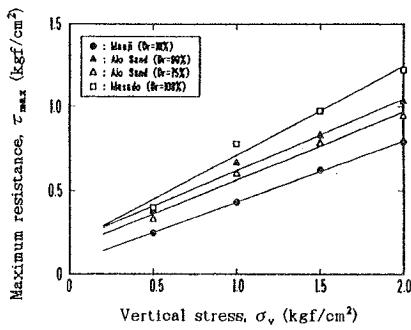


図6 引抜きせん断抵抗応力と鉛直応力の関係

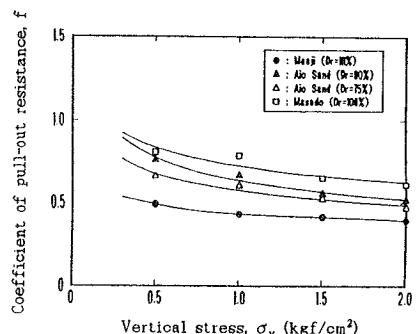


図7 引抜きせん断抵抗係数と鉛直応力の関係

7. 多数アンカ一式擁壁工法による国頭村での施工例

国頭村役場 島袋成年
○岡三興業株式会社 喜納源太

1. まえがき

近年、道路建設工事などの盛土工事に、補強土垂直擁壁の需要が多くなっている。その背景には、用地などの制限及び用地買収の難しさがあり、また工場生産である2次製品のため工期の短縮などの点から広く使われることになった。

本稿は、国頭村の急峻な地形で一部掘削を行い、垂直擁壁工法である多数アンカ一式擁壁工法で施工した事例を報告する。

2. 施工概要

工事名：伊部橋橋梁整備工事取付

工事場所：国頭村安田地内 (st44+4.7～st45+1.0間の16.3m、壁高 H = 5.0～9.0m)

盛土材：盛土材には、地山掘削による現場発生土を再利用する事にした。盛土材としての土質定数は、調査結果から以下のように決定した。

土質定数：盛土材の土質定数は、 $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $C = 0.0 \text{ tf/m}^2$ とした。

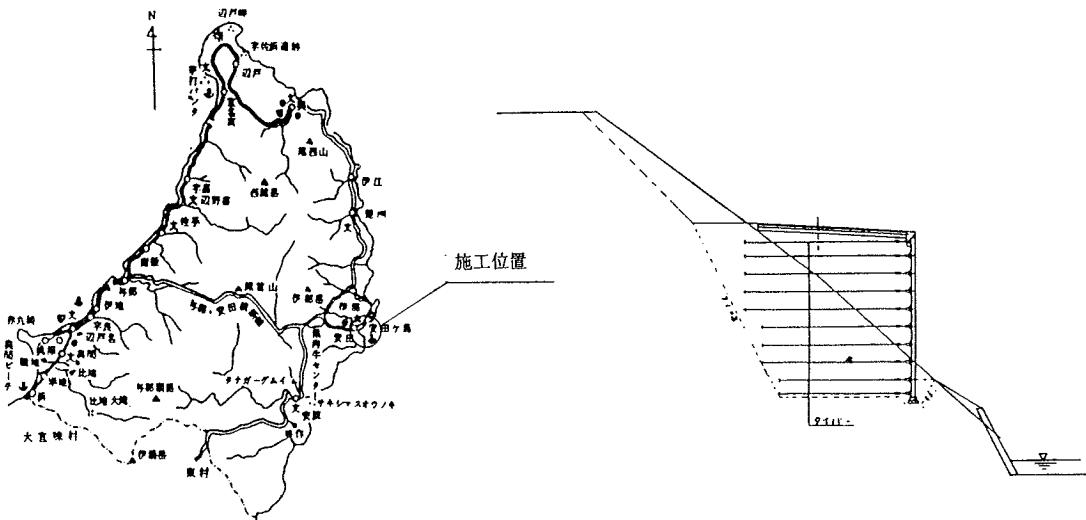


図-1 施工位置

図-2 断面図

多数アンカ一式擁壁工法は、壁面に作用する主働土圧をアンカープレートの引抜き抵抗力（受働土圧）とのバランスによって安定を図るために、盛土材が主要構造物であることを十分に認識し、特に盛土の施工には注意をはらった。

多数アンカ一式擁壁のコンクリートブロックは水平に設置することから、道路の縦断勾配があるため天端処理として調整用コンクリートが必要となった。

多数アンカ一式擁壁工法の盛土体内的締固めを、最大乾燥密度の85%以上とし、壁面の垂直度を±0.03H (H:壁高)とした。

8. 粒状土（路盤材料）のせん断特性と等置換算係数の関係について

（財）沖縄県建設技術センター

仲 清 宮城武敏 親川剛 ○安里嗣也

北部土木事務所

松島良成

1. はじめに

路盤材料の等置換算係数 a_i は、試験施工を行い供用を10年間程度行って決定しているのが現状である。このように時間をかけず、室内試験によって材料の特性を把握し、 a_i を決定する手法が望まれている。ローラー材料や新材料等で a_i が未知の材料を室内試験で短期間に a_i を求めることができれば、かなり有益であると考えられる。現在、AASHOTのレジリエント・モジュラス等の室内試験により a_i を決定する手法の研究が盛んに行われている。

そこで三軸試験により材料特性を把握できないかと検討してみた。

路盤材のような粒状土の ϕ に影響する要因として、初期隙率、変形条件、粒子の硬さ、粒径、三軸試験容器の圧力（側圧）、粒度分布、粒子形状、表面粗さなど多数の要因が上げらる。したがって、これらの要素が a_i と密接に関係することは推測されることであろう。

今回、このような各粒状材の特徴を三軸試験(CD)により把握し、その材料独自の定数を求ることにより等置換算係数 a_i の推定する方法を検討してみた。

2. 試験方法

2-1 粒度試験及び試料調整

試験に使用した試料は、北部産の古生層石灰岩と南部産の琉球石灰岩及び再生路盤材料の三種類である。

粒径が13~5mm、及び5mm以下の粒径の粒度試験を行い、その結果により粒度調整碎石M-40の相似粒度となるように試料を調整する。また含水比は、最適含水比になるように調整した。

2-2 締固め試験

三軸試験用供試体は7cm \times 7cm \times 14cmで12回の3層で突き固める。

この突き固め回数は式(1)により15cm \times 15cm \times 15cmで92回の仕事量で突き固めたものと同じ仕事量になるように換算した。

$$E_0 = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (\text{cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3) \quad (1)$$

ここに、 E_0 ：締固め仕事量

W_R ：ランマーの重量 (kg)

H：ランマーの落下高 (cm)

N_B ：各層の突固め回数

N_L ：モールド填重する層数

V：モールドの容量

2-3 三軸圧縮試験

圧密排水(CD)試験により0.11mm/minの載荷速度により圧縮する。また間隙水圧は常に0.05(kg/cm²)以下となるよう試験を行った。

また今回は側圧を0.5, 1.0, 2.0, 4.0kg/cm²をそれぞれ2回ずつ行った。

明確なピークが現れない場合には、ひずみが15%の応力をピーク強度とした。

3. 試験結果及び考察

ダイレクター係数($-\Delta v / \Delta \epsilon$)とせん断強さは直線の関係が得られ

次式(2)¹⁾により表される。

$$(q/p)_f = a \cdot (-\Delta v / \Delta \varepsilon)_f + M_{cv} \quad (2)$$

M_{cv} : ϕ_{cv} に対応するせん断抵抗係数

$$(M_{cv} = 6 \cdot \sin \phi_{cv} / (3 - \sin \phi_{cv}))$$

Δv : 体積ひずみ $\Delta \varepsilon$: 軸ひずみ q : 主応力差

a : 試料によって決まる正の定数

ϕ_{cv} : 塑性平衡状態における供試体全体としてのせん断抵抗角

参考文献1)において軽部は、 $(q/p)_f$ と $(-\Delta v / \Delta \varepsilon)_f$ の関係で直線の縦軸切片は、 M_{cv} を表しており、この値は表面の粗さを表している。

またダライエンシー係数は、粒子の硬さを表していると述べている。

ただし、 a および $M_{cv} = 6 \cdot \sin \phi_{cv} / (3 - \sin \phi_{cv})$ は、試料によって決まる正の定数である。これらの値は各試料によって決まるので各試料の a および M_{cv} を求めるこことにより、等置換係数 a_i を推定することができると考えられる。

今回行った各材料のダライエンシー係数 $(-\Delta v / \Delta \varepsilon)_f$ と $(q/p)_f$ の関係を図-1～3、及び表-1に示す。これらの結果より a と M_{cv} はある程度の材料特性を表していると考えられる。

表-1 各材料の a 及び M_{cv} の値

種類	a	M_{cv}
北部産石灰岩	0.856	1.988
南部産石灰岩	1.164	1.884
再生路盤材料材	0.592	0.843

4. あとがき

今回の試験を行った結果だけでは、各材料の a_i と a 及び M_{cv} の関係は導きだせなかつた。これから試験では、側圧の範囲を広げ、さらに締固めの仕事量の種類を増やす等して材料独自の特性をつかみ定量的に a_i を導き出していきたいと考えている。

(参考文献)

- 1) 軽部：わかりやすい土質力学、土質工学会関西支部、pp81～86、1982

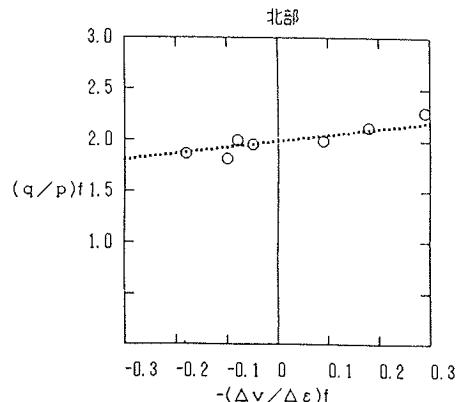


図-1 $(q/p)_f$ と $-(\Delta v / \Delta \varepsilon)_f$ の関係

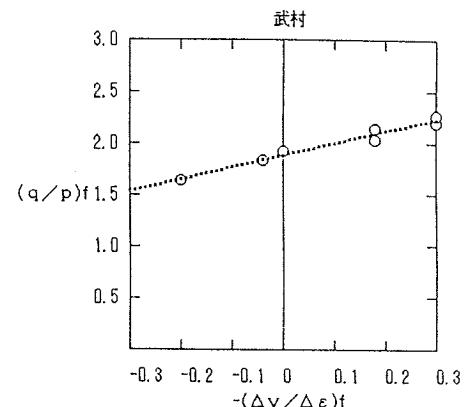


図-2 $(q/p)_f$ と $-(\Delta v / \Delta \varepsilon)_f$ の関係

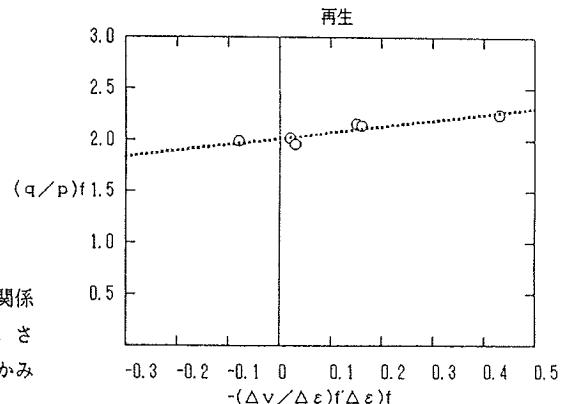


図-3 $(q/p)_f$ と $-(\Delta v / \Delta \varepsilon)_f$ の関係

9. 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討（その2）

（財）沖縄県建設技術センター

宮城武敏 親川剛 安里嗣也

沖縄県北部土木事務所

○松島良成

1. はじめに

沖縄本島中南部に広く分布している新世代第三紀の島尻層泥岩を路床とする舗装の合理的な設計方法のあり方を検討するために継続して調査と実験を行っている。

これまでの調査と実験により、次のようなことが考えられる。

a) 現在、路床の設計CBRを決定するには、乱した試料でCBR試験を行っている。このように舗装構成を設計するとかなり過大な舗装となる。

b) 亂さない試料（現状土）により設計CBRを決定して、舗装構成を設計した方が交通量に対応した、たわみ量となる。

c) 亂した試料により舗装構成を設計した場合においても、輪部（OWP）では交通荷重が作用するため舗装が劣化して、たわみ量が非輪部（BWP）よりも大きくなる。乱さない試料により舗装構成を設計すると舗装厚さはうすくなるため、交通荷重の路床への影響は無視できない。

そこで、今回は、交通荷重の路床への影響がどのようなものであるか定量的に評価し検討した結果を報告する。

2. 調査方法

FWDによる載荷試験を行う。

今回は、佐敷町新里地内の県道137号線で行った。（この調査は平成3年度から年に2回、春夏に実施している。）当路線は、B交通、設計CBR4%として舗装構成を設計しており、その標準断面図を図-1に示す。

測定箇所はOWPとBWPとに分けて測定を行った。

3. 調査結果および考察

これまでのFWDたわみ量測定調査結果を基に推定した各層の弾性係数を表-1に示す。

これらの結果より路床の弾性係数Eが低下したことがわかる。

次に、交通荷重によって低下したOWPの許容5t載荷輪数の推定を行った。舗装を構成する各層の厚さと弾性係数が与えられれば、多層弾性理論を用いて舗装内部の任意の位置に生じる応力とひずみを計算することができる。これらのなかで、アスファルト混合物層下面に生じる水平方向の引張りひずみは、表層の疲労ひび割れと密接な関係があるとされており、路床上面に生じる垂直圧縮ひずみはわだち部分の永久変形に密接な関係があるとされている。

米国のアスファルト協会（The Asphalt Institute）では、これらのひずみεと舗装が破壊されるまでに許容される5t輪荷重の通過回数Nの関係を次式で表している。

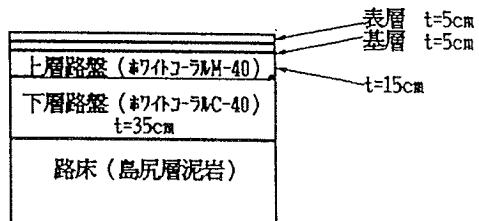


図-1 標準断面図

表-1 推定される弾性係数

	アスコン	上層路盤	下層路盤	路床	
1991/4 OWP	30,000	5,000	1,400	2,100	
1991/10 BWP	100,000	70,000	14,000	2,000	
	OWP	100,000	35,000	13,000	1,800
1992/2 BWP	200,000	200,000	16,000	2,100	
	OWP	200,000	120,000	15,000	1,800
1992/2 BWP	150,000	200,000	16,000	2,100	
	OWP	150,000	60,000	14,000	1,800

$$N_{5t} = 8.24 \times 10^{-3} * \varepsilon_t * E^{-0.85}$$

$$N_{5c} = 1.37 \times 10^{-9} * \varepsilon_c^{-4.48}$$

ここに、

N_{5t} : 引張りひずみに基づく許容5t載荷輪数

N_{5c} : 圧縮ひずみに基づく許容5t載荷輪数

ε_t : アスファルト混合物層下面の引張りひずみ

ε_c : 路床上面の垂直圧縮ひずみ

E : アスファルト混合物層の弾性係数 (kg/cm^2)

表-2 各層の弾性係数

	アスコン	上層路盤	下層路盤	路床
弾性係数	70,000	5,000	2,000	100*CBR

そこで、アスファルト舗装要綱における各々の交通量と設計CBRのTAとHによる舗装断面に一般的な各層の弾性係数を設定し、多層弾性理論により、直下のたわみ量、 ε_t と ε_c を求め、上式を利用して許容5t載荷輪数を推定した。ここで、各層の弾性係数を表-2に示す。

また、たわみ量と許容5t載荷輪数との関係を図-2に示す。

ここで得られる回帰式に、交通荷重によって劣化した実際のたわみ量を代入し、許容5t載荷輪数を求めるとき、約6300台/日を得る。したがって、この舗装構成では過大な舗装であることが考えられる。

また、路床の設計CBRを現状土によって決定し、舗装構成を設計した場合のたわみ量から許容5t載荷輪数を求めてみると、約870台/日となりB交通の範囲内の値を得る。

しかし、乱した試料によって設計した舗装構成においても、弾性係数が2100 (kg/cm^2) から1800 (kg/cm^2) へと路床の強度が低下しているので、舗装厚さが薄くなる現状土による舗装においては、かなりの悪影響を及ぼすと考えられる。

そこで、どの程度の作用する応力に差があるか路床上面の圧縮応力を多層弾性理論により計算すると、乱した試料で設計された調査箇所の場合は0.21(kg/cm^2)、現状土によって設計した舗装の場合は0.79(kg/cm^2)となり、後者の方に前者の4.0倍程度の応力が作用することになる。(現状土の場合の各層の弾性係数は表-2に同じ)

4.あとがき

今後は、路床上面に作用する応力レベルによって、どのように路床の強度が低下するのかを室内試験により把握し、現状土CBRによって設計した舗装の許容できる5t載荷輪数を推定する考えである。また、実際に現状土CBRによって設計した県道那覇糸満線の追跡調査をおこなって検討していく考えである。

(参考文献)

- 1)丸山ほか：FWDたわみ測定による舗装の健全度調査、舗装、vol 24, N010, pp3~8, 1989
- 2)原田ほか：FWDのたわみの温度補正、土木学会第44回年次学術講演会、1989, 10月
- 3)雜賀ほか：舗装のたわみ測定から得られる性状値に関する考察、土木学会第44回年次学術講演会、1989, 10月

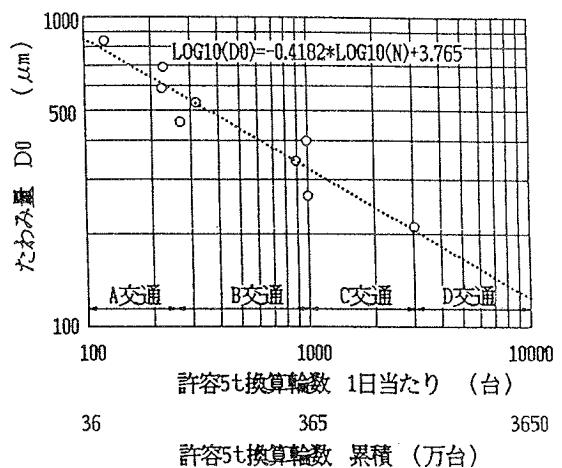


図-2 たわみ量と許容5t載荷輪数の関係

10. 粘性土の繰り返しせん断特性に関する実験的研究

その1：中城湾埋立て地海性粘土の一面せん断試験について

琉球大学工学部 ○許 光瑞

加藤 進

鉄建建設㈱ 塚脇 正裕

ナショナル住宅産業㈱ 藤村 英樹

1. はじめに

一般に地盤上に建物を建設する場合、その地盤がどのような挙動を示すかその力学特性を知ることは重要なことであり、これまでに一方向せん断試験によるたくさんの研究が繰り返されてきた。しかし、地震時における地盤の動的力学特性を考える場合、動的繰り返しせん断試験を行うのが最もよい。また、建築の耐震設計において地盤の耐久性における減衰性を知ることは重要なことである。本研究では特に減衰定数に着目し、粘性土の繰り返しせん断特性を調べることを目的とする。

2. 実験概要

本実験の試料は中城湾埋立て地の不搅乱粘性土（湿潤密度 $\gamma_i = 1.62 \sim 1.93 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w = 24.8 \sim 56.8\%$ ）を用いた。実験に用いた試験機は図-1に示しているものである。

試験は、非圧密非排水（UU試験）の条件のもとで、一定のせん断速度で応力を測定するひずみ制御によって進めた。準動的繰り返しせん断試験に幾らか近づけるため、せん断速度を $0.5 (\text{mm}/\text{min})$ にした。また、供試体寸法は、高さ $20 (\text{mm})$ 、直径 $59.9 (\text{mm})$ である。

せん断方法はせん断強度から粘着力 c や、せん断抵抗角 ϕ を求める一方向せん断試験、一定のせん断変位量 $D_b = \pm 50, \pm 100, \pm 150 (\times 10^{-2} \text{mm})$ で6サイクルまで繰り返す変位量一定の繰り返しせん断試験、および1サイクルごとにせん断変位量 $D_b = \pm 50, \pm 100, \pm 150 (\times 10^{-2} \text{mm})$ と増大させていく変位量順次増大の繰り返しせん断試験の3つとし、表-1の実験シリーズで行った。

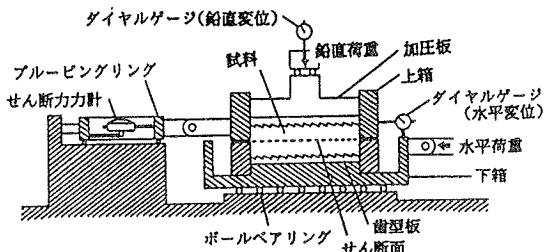


図-1 改良型一面せん断試験機の仕組みと名称

表-1 実験シリーズ

せん断方法	垂直応力 $\sigma_c (\text{kgt/cm}^2)$				
	試験方法				
一方向せん断	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2
	正方向にせん断し破壊するまで行う。				
変位量 D_b	0.2	0.5	1.0		
	$D_b = \pm 50, \pm 100, \pm 150 (\times 10^{-2} \text{mm})$				
一定の繰り返しせん断					
	6サイクルの繰り返しせん断後、正方向に破壊するまでせん断する。				
変位量 D_b	0.2	0.5	1.0		
	$D_b = \pm 50 \rightarrow \pm 100 \rightarrow \pm 150 (\times 10^{-2} \text{mm})$				
順次増大の繰り返しせん断					
	サイクルごとに変位量を増加させ3サイクルの繰り返しせん断後、正方向に破壊するまでせん断する。				

また、その結果を応力-ひずみ曲線のグラフにプロットした復元力曲線（ヒステリシスループ）から、田治見氏¹⁾の算定方法による弾性エネルギー W と損失エネルギー ΔW の比から減衰定数 h を求める。求め方は次の通りである。

$$h = (1/2\pi) \times (\Delta W/W)$$

3. 結果及び考察

1) 垂直応力 σ_c の影響

垂直応力 σ_c (kgf/cm^2) は地盤にかかる拘束圧を想定しているものである。クーロン式 $\tau = c + \sigma_c \tan \phi$ によるとせん断強さ τ (kgf/cm^2) は σ_c に比例し、今回の実験では図-2 のようなクーロン線を示した。

繰り返しせん断試験のうち、各繰り返しサイクル N と、その最大せん断応力 τ_m について示したもののが図-3 のとおりである。この図では、 N の増加に伴い、 τ_m も増加し、 σ_c が大きいほど、 τ_m も大きくなり、さらにその増加割合も大きくなることを示した。

2) 応力-ひずみ曲線におけるヒステリシスループの形状

繰り返しせん断によって得られるヒステリシスループの形状は、図-4、5 にみられるように、いずれの場合においても紡錘形となっている。サイクルごとにせん断応力 τ が大きくなる場合や、小さくなる場合もあり、縦に長いものや、若干横に倒れてきたりするものもある。ヒステリシスループの面積は繰り返しの振幅が大きいほど大きくなる傾向となっている。このヒステリシスループの面積はエネルギーの吸収量を表すもので、面

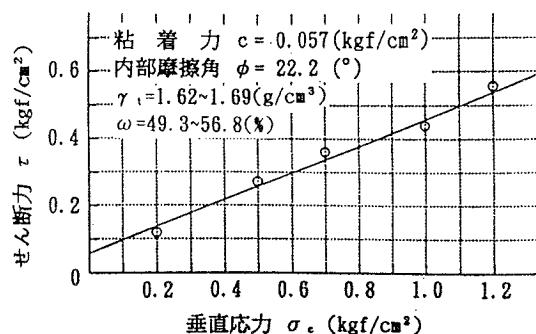


図-2 クーロン線

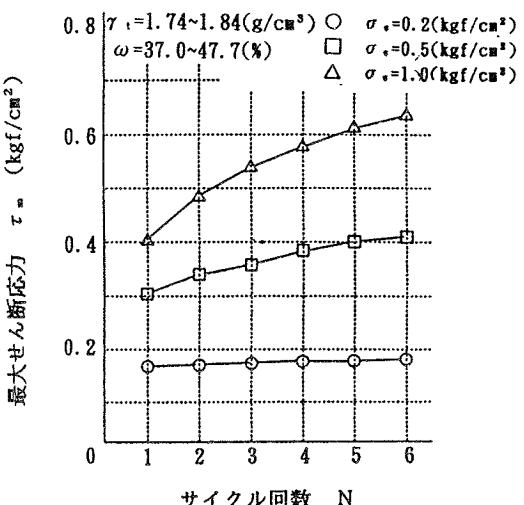


図-3 τ_m の変化

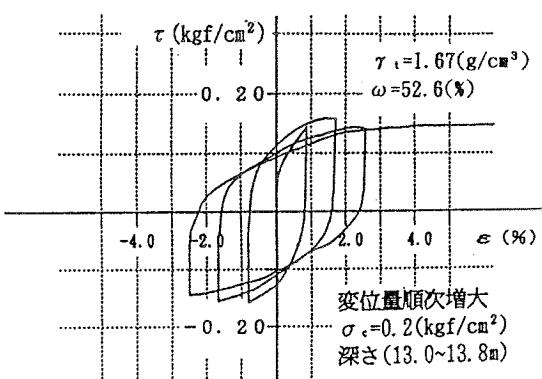


図-4 応力-ひずみ曲線（その1）

積が大きいほど振動減衰性が高い。

3) 減衰定数について

図-6は変位量一定の繰り返しせん断試験における減衰定数 h を示したもので、縦軸は減衰定数 h を示し、横軸は繰り返しのサイクル回数 N を示す。この図によると減衰定数 h は各試験方法ともサイクルを重ねるごとに減少していくことを示している。

また、変位量 D_h ($\times 10^{-2}$ mm)が小さいほど減衰定数 h の減少の割合が大きく、変位量が大きいほど減衰定数 h は大きな値を示す。その他に、垂直応力 σ_c (kgf/cm^2) が小さいほど変位量による減衰定数の差が大きくなる傾向がみられる。

図-6は試験法別によってそれぞれ代表例を示したが、全試験を通して見ると、用いた試料の含水比や密度による影響はあまり見られないようである。

4) 繰り返しせん断後のせん断強さ

表-2は、各試験方法別のせん断強さ τ_i (kgf/cm^2) を比較したものである。湿潤密度と含水比のばらつきにもよるが、変位量一定の繰り返しせん断試験について見ると、一方向せん断試験後の τ_i よりも繰り返しせん断試験後の τ_i の方が大きくなっていることを示している。

しかし、繰り返し変位量が大きいほど τ_i が大きくなるということは必ずしも言えない。

5) 密度 γ_i 及び含水比 ω の影響

図-7, 8は、せん断強さ τ_i と密度 γ_i (g/cm^3)、含水比 ω (%) の関係を示したものである。これを見ると、 γ_i が大きいほど τ_i も大きくなり、また、

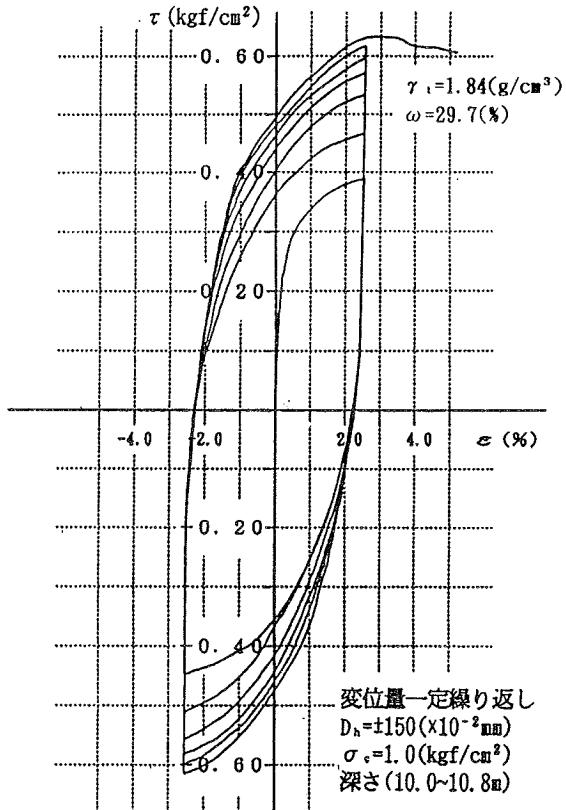


図-5 応力-ひずみ曲線(その2)

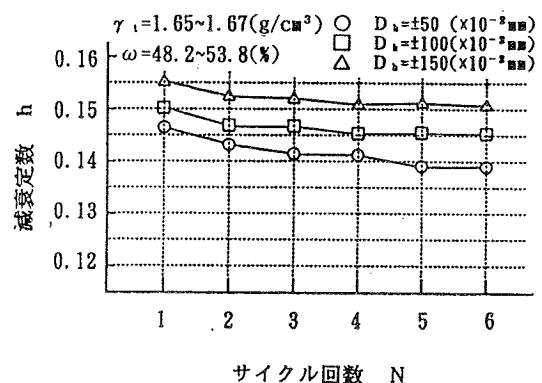


図-6 減衰定数 h の変化

表-2 各試験別のせん断強さ τ_i

深さ(10.0~10.8mm)

σ_c	一方向せん断	$D_h = \pm 50$ ($\times 10^{-2}$ mm)	$D_h = \pm 100$ ($\times 10^{-2}$ mm)	$D_h = \pm 150$ ($\times 10^{-2}$ mm)	変位量順次増大
0.2	0.204	0.259	0.221	0.209	0.166
0.5	0.353	0.428	0.453	0.451	0.402
1.0	0.599	0.700	0.780	0.769	0.627

ω が大きいほど、 τ_s は小さくなる傾向が見られる。しかし、せん断強さに影響を及ぼしている要因は含水比や密度だけではなく、試料に含まれている不純物（砂、貝、木片等）や試料の深さなど、さまざまなものがあげられる。これらの要因がいろいろ組合わさってせん断強さに影響しているものと思われる。

また、試料自体も γ_i が大きいと ω が小さくなる傾向があった。

6) 鉛直ひずみ ε_v (%) の変化

図-9は代表例として、繰り返しせん断試験の鉛直ひずみの変化を示したもので、横軸に累積水平ひずみ ε (%)、縦軸にその鉛直ひずみ ε_v 及びせん断応力 τ をプロットしたものである。

全体的に、 ε_v は繰り返しのサイクルごとに下がっているが、これは試料が徐々に密になっていくことを示している。

4.まとめ

- せん断応力 τ や鉛直ひずみ ε_v は垂直応力 σ_v によって左右される。
- 減衰定数 h はほとんどの場合においてサイクルごとに減少していく。また垂直応力 σ_v 、および水平変位量 D_s の影響を受けるが、密度 γ_i 、含水比 ω の影響はあまり受けないようである。
- せん断強さ τ_s は密度 γ_i 、含水比 ω の影響を受けるが、それだけではなく試料に含まれる不純物などいろいろな要因が組合わさって影響しているものと思われる。

参考文献

- 田治見 宏 著

「建築振動学」(1965)コロナ社

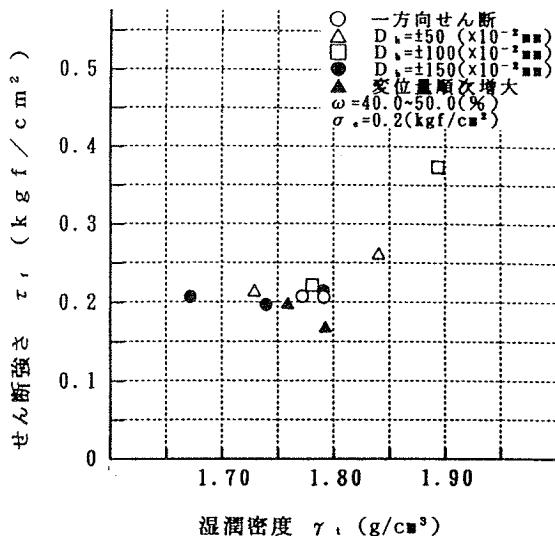


図-7 せん断強さ τ_s と湿潤密度 γ_i の関係

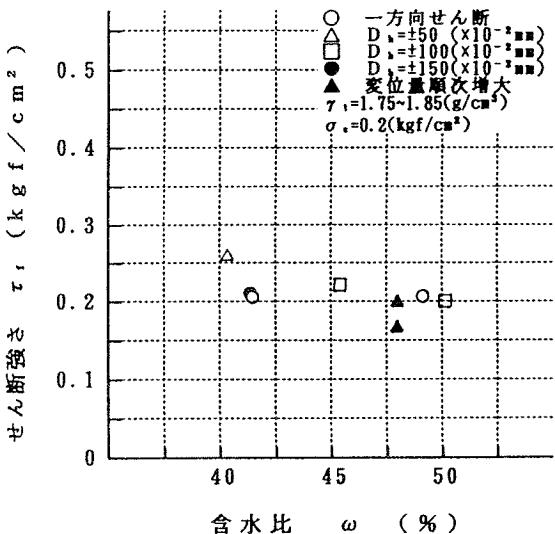


図-8 せん断強さ τ_s と含水比 ω の関係

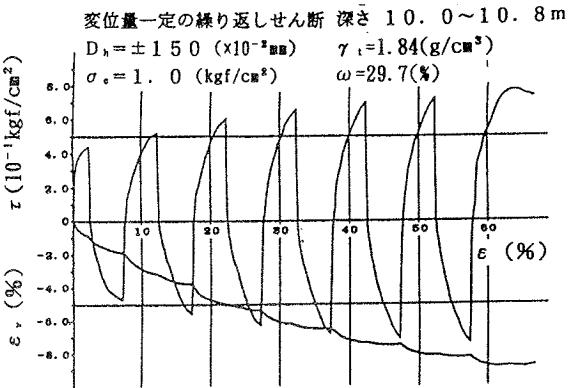


図-9 鉛直ひずみ ε_v とせん断応力 τ の変化

11. 粘性土の繰り返しせん断特性に関する実験的研究

その2：中城湾埋立地海性粘土の単純せん断試験について

琉球大学工学部

許 光瑞

加藤 進

清水建設株

○上間 啓之介

㈱長谷工エコーネーション

宇都宮 満明

1. はじめに

繰り返し応力履歴に伴う土の変形過程を明らかにすることは、動的荷重下の基礎地盤の設計に直接かかわりがあると共に、土の基本的な変形メカニズムを解明するうえでも重要である。

今回の研究では、中城湾埋め立て地の海成粘土（不搅乱試料）を用い、繰り返し単純せん断試験を中心に行って、繰り返しせん断特性を求めると共に、その変形の進行過程に与える応力レベル（拘束応力）、繰り返しせん断回数、土の物理的性質の影響について報告する。

2. 実験概要

今回の実験では中城湾埋め立て地の海成粘土（不搅乱試料）を用い、単純せん断試験機を使用して、両振り繰り返し単純せん断試験を行った。供試体（直径59.9mm、高さ47.2mm）に加わる応力状態は、鉛直方向に一定垂直応力 σ_v 、水平方向の側方拘束法はリング拘束である。

実験では、まず予備実験的に非圧密非排水の状態で一方向せん断試験を行い、供試体の性質・傾向をある程度見極め、その後に本実験で、非圧密非排水の状態で、一方向・変位量一定・変位量順次増大の各繰り返しせん断試験を、 $\sigma_v = 0.2, 0.5, 1.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ の各垂直応力下で表-1に示すように行った。

せん断速度はいずれも、 $V = 0.5 \text{ (mm/min)}$ とした。

表-1 実験シリーズ

試験名	方 法
一方向せん断	垂直応力 $\sigma_v = 0.2 0.5 0.7 1.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ せん断抵抗 τ が最大値を超えるまで 一方向へせん断する
変位量 D_v 一定 繰り返しせん断	垂直応力 $\sigma_v = 0.2 0.5 1.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ $D_v = \pm 50, \pm 100, \pm 150 \text{ (}\times 10^{-3}\text{ mm)}$ 6サイクルの繰り返し後せん断抵抗 τ が最大値を超えるまでせん断する
変位量 D_v 順次増大 繰り返しせん断	垂直応力 $\sigma_v = 0.2 0.5 1.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ $D_v = \pm 50 \rightarrow \pm 100 \rightarrow \pm 150 \text{ (}\times 10^{-3}\text{ mm)}$ と 繰り返しせん断をした後、せん断抵抗 τ が最大値を超えるまでせん断する

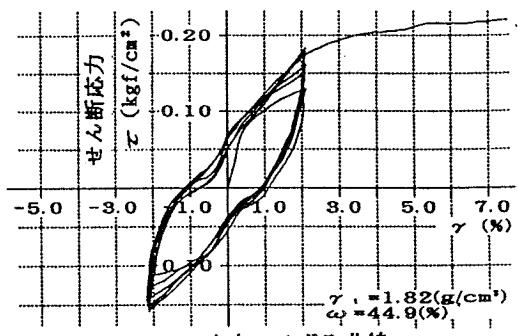


図-1 応力-ひずみ曲線

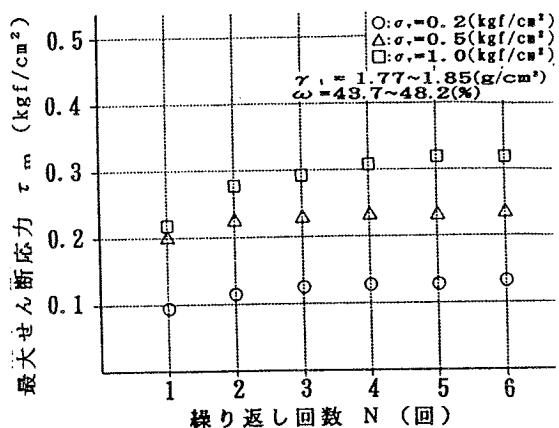


図-2 繰り返し回数 N と
最大せん断応力 τ_m の関係

3. 実験結果及び考察

1) 応力-ひずみ曲線

繰り返しせん断試験における応力-ひずみ曲線を図-1に示す。ループの形状は全体的に紡錘形であり、繰り返し変位量 D_h 一定の場合において、ループの面積はそのほとんどが繰り返し回数の増加に伴い徐々に小さくなっていく傾向にあることがわかった。この面積は、土のエネルギー吸収量を表しており、面積が大きいほど減衰性が高いと言えるのだが、繰り返しせん断を受けることで土の減衰性が小さくなっていくことがわかった。

2) 最大せん断応力 τ_m と

繰り返し回数 N との関係

繰り返し回数 N と、回数毎の最大せん断応力 τ_m の関係を図-2に示す。繰り返し回数毎の最大せん断応力 τ_m はしだいに増加していく傾向にある。これは繰り返しせん断を受けることで土の密度が増加し、よって粒子間の摩擦力が増す結果になるものと考えられる。

3) 履歴減衰定数 h の

繰り返し回数 N による変化

履歴減衰定数 h と、繰り返し回数 N の関係を図-3に示す。繰り返し回数 N の増加につれ、履歴減衰定数 h が減少していく傾向が得られた。 h は、エネルギーの損失の割合を表していることから、これを繰り返し運動を受ける実際の地盤に置き換えてみると、粘性土のエネルギー吸収能力がしだいに減少していくことになる、よって h の減少の割合が少ないものほど、その上の構造物への影響は少ないとわかる。

4) 垂直応力 σ_v の影響

垂直応力 σ_v の、せん断強さ τ_s への影響を図-4に、鉛直ひずみへの影響を

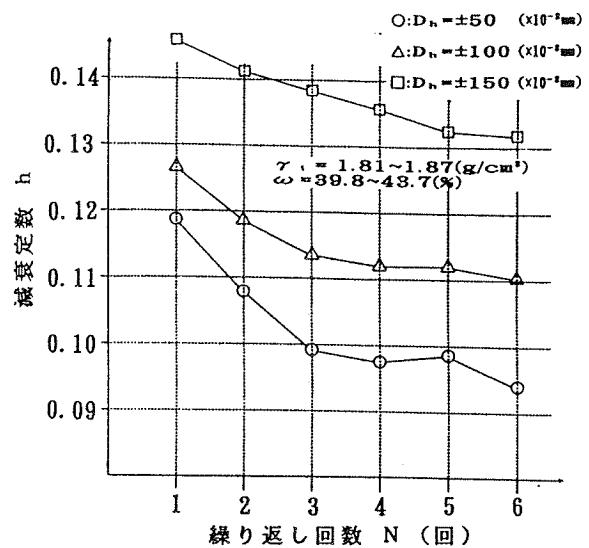


図-3 繰り返し回数 N と減衰定数 h の関係

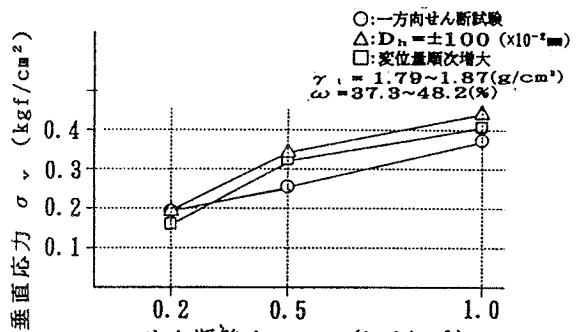


図-4 垂直応力 σ_v とせん断強さ τ_s の関係

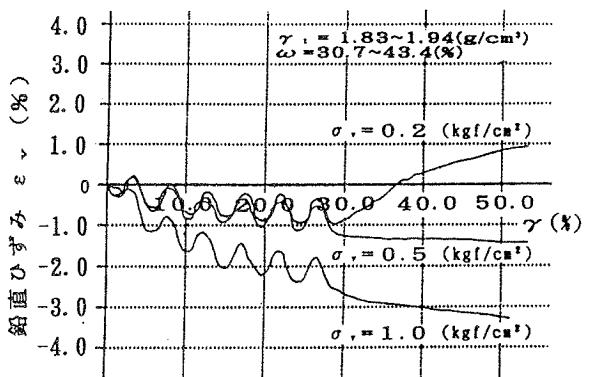


図-5 垂直応力 σ_v と鉛直ひずみ ϵ_v の関係

図-5に示す。この図より、垂直応力 σ_v が増加するにつれ、せん断強さ τ_s が大きくなることがわかった。特に繰り返しせん断試験において、顕著にその結果が現れている。また、鉛直ひずみに関して $\epsilon_v = 0.2(\text{kgf/cm}^2)$ と小さい場合には、繰り返し後に膨張し、その他は一定あるいは、密になる方へと進む傾向がある。

5) 試験方法の違いによる

せん断強度の変化

まず、せん断応力 τ を構成する要素である粘着力 C と内部摩擦角 ϕ を比べ、これを図-6、7に示す。 C は一方向せん断試験の方も、繰り返しせん断試験とほぼ同じか、大きめの値になっているのに対し、 ϕ は明らかに繰り返しせん断を受けた方が大きくなっている。

よって、この ϕ , C から求められるせん断応力 τ を図-8に示したが、やはり繰り返しを受けた方が大きくなっているのがわかる。次に表-2のように、せん断強さ τ_s を比べてみても、繰り返しせん断後の τ_s 方が大きくなっていることから、繰り返しせん断を受けた方がせん断強度が増加すると考えられる。しかし、せん断強さ τ_s に達するのは繰り返しせん断を受けた方が早く（水平変位量が小さく）なっている。

6) 物理的性質の影響

自然状態の粘性土が持つ物理的性質が試験結果に対しどのように影響するかを調べるために、以下の3つのような考察を行った。

まず、含水比 ω だけが変化した場合の影響を表-3に示す。含水比 ω の増加につれ減衰定数 h が大きくなる傾向が得られたが、せん断強さ τ_s に傾向的な影響はみられない。湿潤密度 γ の変

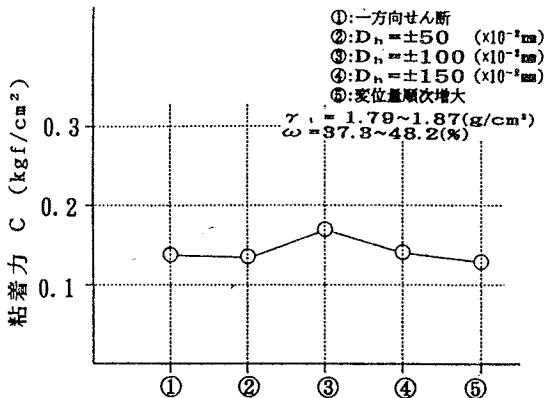


図-6 試験方法の違いによる
粘着力 C の変化

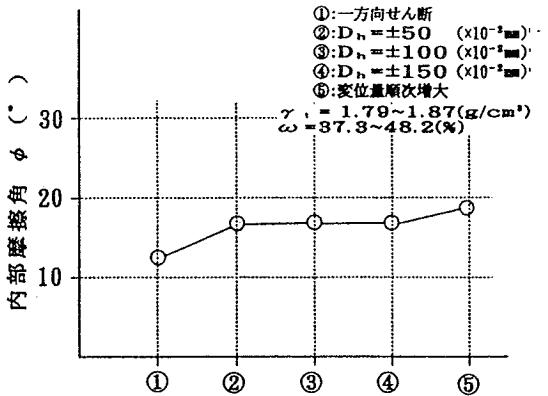


図-7 試験方法の違いによる
内部摩擦角 ϕ の変化

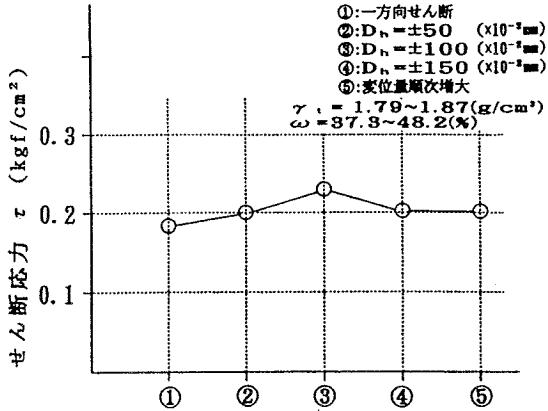


図-8 試験方法の違いによる
せん断応力 τ の変化

表-2 試験方法の違いによる
せん断強さ τ_s の変化

	一方向せん断 ($\times 10^{-3}$ mm)	$D_h = \pm 50$ ($\times 10^{-3}$ mm)	$D_h = \pm 100$ ($\times 10^{-3}$ mm)	$D_h = \pm 150$ ($\times 10^{-3}$ mm)	変位量 順次増大
$\sigma_v = 0.2$ (kgf/cm²)	0.215	0.221	0.218	0.231	0.215
D	1000	850	360	650	600
$\sigma_v = 0.5$ (kgf/cm²)	0.253	0.335	0.345	0.330	0.323
D	850	700	450	450	700
$\sigma_v = 1.0$ (kgf/cm²)	0.373	0.414	0.442	0.401	0.410
D	850	500	550	450	450

* : τ_s (kgf/cm²)
 D ($\times 10^{-3}$ mm)

化した場合を表-4に示す。湿润密度 γ の増加につれ、せん断強さ τ_s が大きくなることがわかった。減衰定数 h に傾向的な影響はみられない。

また、試料の中には貝や砂・腐植物等が含有物として混在しているものがありそれらのせん断強さ τ_s への影響を縦軸にせん断強さ τ_s 、横軸に D に達した時の水平変位量を表した図-9に示す。

これをみると、垂直応力 $\sigma_v = 0.2, 0.5$ (kgf/cm²)の時には影響はみられないが $\sigma_v = 1.0$ (kgf/cm²)の場合において τ_s の大きさに影響がみられる。せん断試験において、これら物理的性質が結果に影響してくるのは確かであるが、そのほとんどは、上記のようないくつかの要素が重なりあう結果として現れると考える。

4.まとめ

以上の結果をまとめると次のとおりである。

1) 今回のような6サイクル程度の繰り返しせん断においては、繰り返し回数毎の最大せん断応力 τ_m や、せん断強度は増加するが、減衰定数 h はしだいに減少するため、エネルギー吸収能力は減り、繰り返し後は早い時期にせん断強さ τ_s に到達する。

2) せん断試験においては、今回のようないくつかの要素が重なりあう結果として現れる。

〈参考文献〉

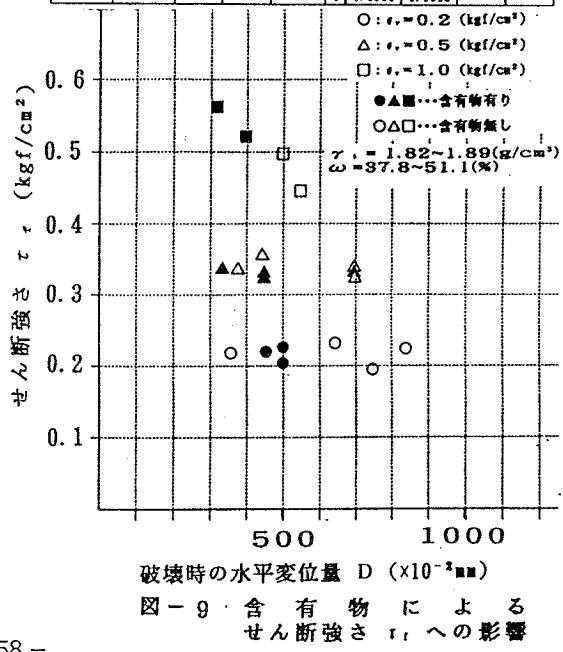
- 1) 山内、他(1981)：繰り返し単純せん断による締固め粘土の応力・ひずみ状態、第16回土質工学研究発表会

表-3 含水比 ω の減衰定数 h とせん断強さ τ_s への影響

σ_v (kgf/cm ²) $\times 10^{-2}$	D_s (mm) $\times 10^{-2}$	ω_1 (%)	ω_2 (%)	$\omega_1 - \omega_2$ (%)	h	τ_s (kgf/cm ²)	
						ω_1 0.040	ω_2 0.040
0.2	± 50	45.1	51.1	6.0	1	0.0890	0.1203
					2	0.0782	0.1012
					3	0.0787	0.0990
					4	0.0756	0.0978
					5	0.0736	0.0945
					6	0.0762	0.0949
0.5	± 50	46.0	51.1	5.1	1	0.1094	0.1119
					2	0.0943	0.1020
					3	0.0887	0.0976
					4	0.0877	0.0967
					5	0.0882	0.0936
					6	0.0899	0.0912
1.0	± 50	35.1	39.8	4.7	1	0.1164	0.1184
					2	0.1027	0.1076
					3	0.0968	0.0991
					4	0.0916	0.0972
					5	0.0897	0.0964
					6	0.0881	0.0939
	± 100	36.3	43.7	7.4	1	0.1262	0.1263
					2	0.1103	0.1184
					3	0.1091	0.1184
					4	0.1031	0.1118
					5	0.1017	0.1119
					6	0.0859	0.1110

表-4 濡潤密度 γ の減衰定数 h とせん断強さ τ_s への影響

σ_v (kgf/cm ²) $\times 10^{-2}$	D_s (mm) $\times 10^{-2}$	γ_1 (kg/cm ³)	γ_2 (kg/cm ³)	$\gamma_1 - \gamma_2$ (g/cm ³)	h	τ_s (kgf/cm ²)	
						γ_1 0.040	γ_2 0.040
0.2	± 50	1.72	1.79	0.07	1	0.1058	0.1203
					2	0.0998	0.1012
					3	0.0937	0.0990
					4	0.0934	0.0976
					5	0.0934	0.0945
					6	0.0910	0.0949
	± 100	1.77	1.82	0.05	1	0.1200	0.1145
					2	0.1121	0.1081
					3	0.1064	0.1058
					4	0.1025	0.0988
					5	0.1004	0.0954
					6	0.1011	0.0948
	± 50	1.80	1.85	0.05	1	0.1153	0.1094
					2	0.1057	0.0943
					3	0.0993	0.0887
					4	0.0952	0.0877
					5	0.0955	0.0882
					6	0.0931	0.0859
	± 100	1.80	1.94	1.14	1	0.1168	0.1147
					2	0.1034	0.1081
					3	0.1011	0.1045
					4	0.0978	0.1028
					5	0.0980	0.1031
					6	0.0984	0.1013



12. 島尻粘土の応力比一定繰返し応力下での変形特性

琉球大学 工学部
"/" "/"

○ 棚原 康之
吳屋 健一

原 久夫
上原 方成

1. まえがき

一般に、実際の地盤、特に水中にて沈降堆積過程を経て形成されることが多い軟弱な粘性土層の地盤では、通常、異方応力状態で圧密が進行し、かつ、建設工事において盛土、掘削等によって種々の応力経路をたどるのが普通であると言われている。それにもかかわらず、現在、異方圧密粘土の挙動解析の大部分では等方正規圧密粘土を対象とした Cam Clay Model 等に代表される構成式が適用されている。その場合、土の変形の異方性が考慮されていないので、その評価、適用における種々の問題点が指摘されてきている。

そこで、本研究では、正規圧密粘土を用いて、応力比一定の静的な異方繰返し圧密によって種々の応力経路を生じさせ、その過程での変形挙動を観測した。

2. 試料および試験方法

(2-1) 試料

沖縄県中南部などに広く分布する島尻粘土を用いて、液性限界の 2 倍以上の含水比をもつて練り返しを行い、 0.50 kgf/cm^2 (49.0 kPa) の鉛直圧密圧力で 20 日間 K_0 -圧密を行ったものを直径 5cm、高さ 10cm の円柱形に成形し、供試体として使用した。表-1 に島尻粘土の物理的性質を示す。

(2-2) 試験装置および試験方法

実験装置は通常の軸対称三軸圧縮試験装置を用い、 1.00 kgf/cm^2 (98.0 kPa) のバックプレシャーを異方圧密開始時より供試体に与えた。試験中の軸力制御には Bellofram cylinder で、三軸セル内の側圧制御には Air regulator を用いて、それぞれの増減載荷速度の調整をモーター制御によ

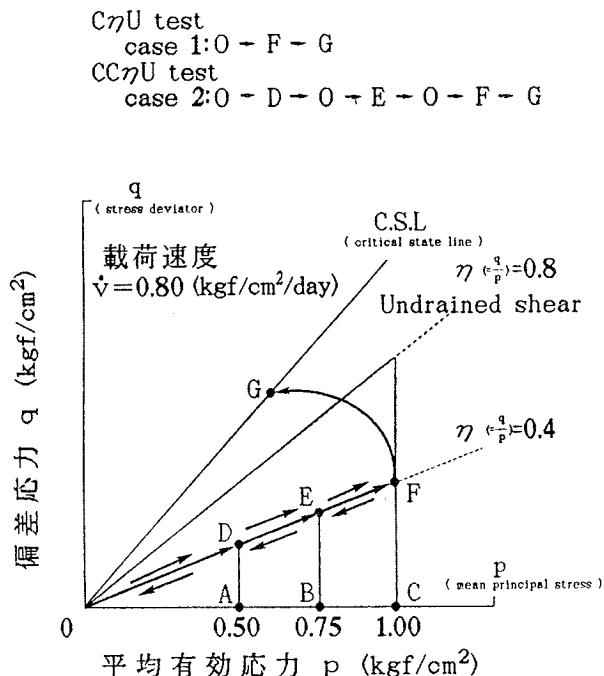


図 1 応力経路概念図

り行った。

図1に試験応力経路概念図を示す。応力比一定異方圧密過程の最終応力状態点はCam Clay Modelにおける降伏応力 $p_v = 2.00 \text{kgf/cm}^2$ (196 kPa) の降伏曲線と応力比 $\eta = 0.8$ の直線との交点 H ($p_v = 1.00 \text{kgf/cm}^2$ (98.0kPa), $q_v = 0.80 \text{kgf/cm}^2$ (78.4kPa)) より平均有効応力軸に下ろした垂線と応力比 $\eta = 0.4$ の直線の交点 F 点を最終応力状態点としている。case1,2ともに、応力比一定異方圧密後に軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.10\%/\text{min}$ の非排水せん断試験を行っている。

増減載荷速度は、過剰間隙水圧が十分消散できるように $v = \sqrt{p_v q_v} = 0.80 \text{kgf/cm}^2/\text{day}$ (78.4kPa/day) とし、除荷および再載荷は二つの応力状態点 D点、E点 ($p_{sh} = 0.50 \text{kgf/cm}^2$ (49.0kPa), 0.75kgf/cm^2 (73.5kPa)) で行い、case2の試験を行った。

試験名は応力比 (η) 一定の経路より、繰返し載荷を行わない場合を C η U試験 (=case1) と称し、また、繰返し載荷を行う場合を C C η U試験 (=case2) と称する。

3. 試験結果および考察

(3-1) 図2 体積ひずみ ϵ_v とせん断ひずみ γ の関係

両試験とも応力を増加させていくと両ひずみともに増加し、C C η U試験においては除荷してもなお体積ひずみは完全には回復せず、除荷開始時に発生しているひずみ量に対して約34~36%程度回復している。その場合でも、繰返し載荷(除荷)回数に影響されずほぼ一定割合で回復する。しかるに、せん断ひずみは約9~15%ほどしか回復しないが、回復する割合は繰返し載荷(除荷)回数を重ねていくうちに増加する。両試験でのせん断ひずみ発生量は処女載荷曲線部分の初期ではあまり差はないが、段々と差が生じ、最終状態でのせん断ひずみ量を比べてみると、C C η U試験の方が C η U試験よりも大きいことがわかる。

表1 島尻粘土の物理的性質

液性限界	L.L = 53.7%
塑性限界	P.L = 26.1%
塑性指数	P.I = 27.6%
比重	G_s = 2.72
粒度分布	砂分 7% シルト分 41% 粘土分 52%

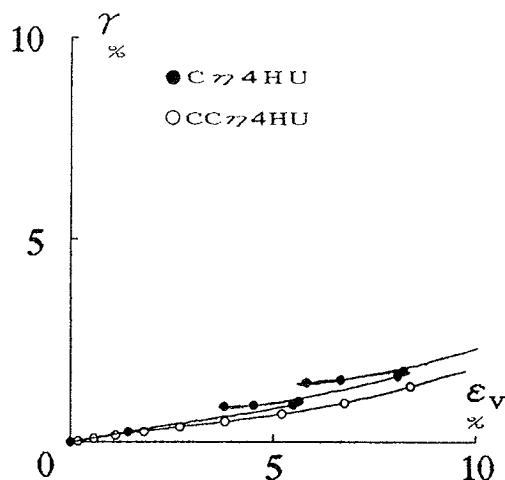


図2 体積ひずみとせん断ひずみの関係

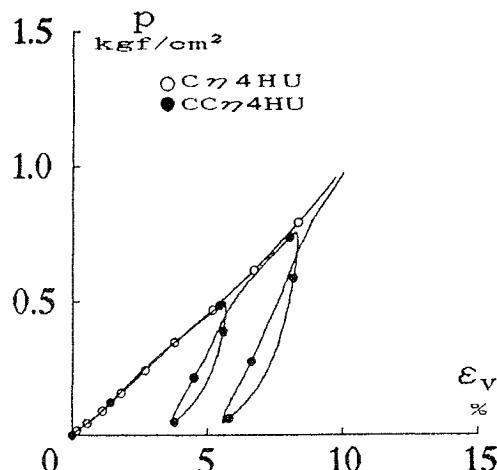


図3 平均有効応力と体積ひずみの関係

(3-2) 図3 平均有効応力 p と体積ひずみの関係

両試験とも載荷部分はすべて直線的に増加するが、CC η U試験での直線の勾配は処女載荷部分よりも再載荷部分のほうが急になる。次に、除荷時では初期において体積ひずみはわずかであるが増加し、次第に減少していくことによりヒステリシスループを形成するが、このループは除荷開始応力レベルが高くなると次第に大きくなる。

CC η U試験は除荷をすることによっていったんは違う経路をたどるが、再載荷していくうちに再びC η U試験での処女曲線と同一の経路をたどるとしている。

(3-3) 図4 偏差応力 q とせん断ひずみの関係

両試験とも載荷部分においては直線性を示すが、CC η U試験においては載荷回数が増える度に直線の勾配は急になってくる。また、CC η U試験では応力を除荷してやってもひずみの回復はわずかでヒステリシスループも小さい。両試験の処女曲線は処女載荷部分から少しずつ違う経路をたどり、CC η U試験よりも上にC η U試験を描く。処女曲線部分において平均有効応力と体積ひずみの関係と対比させてみると、除荷開始時の応力レベルが η 倍となるので発生するひずみ量も約 η 倍となっていることより、処女曲線部分での応力レベルにより偏差応力とせん断ひずみの関係においてせん断ひずみ量を推定できよう。両試験での最終せん断ひずみは繰返しを行なう度に増えていくことからせん断ひずみは繰返し載荷（除荷）の影響を受けていることがわかる。

4. 結論

(4-1) 応力比一定載荷 (C η U) 試験

- a) 平均有効応力と体積ひずみ 及び 偏差応力とせん断ひずみの関係はほぼ直線関係を示す。

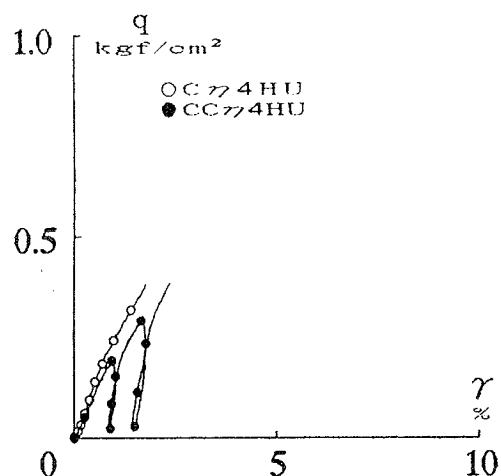


図4 偏差応力とせん断ひずみの関係

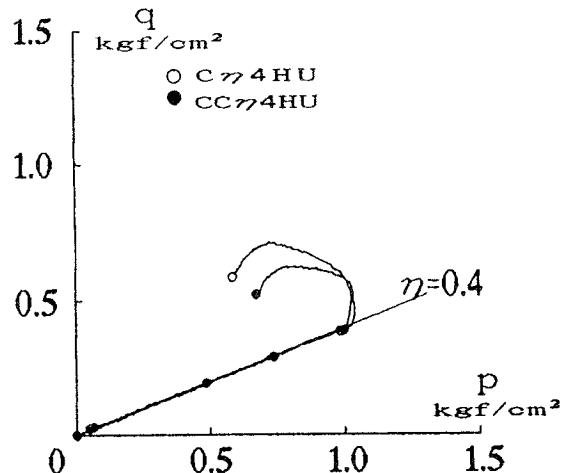


図5 試験応力経路

(4-2) 応力比一定繰返し載荷 (CC η U) 試験

a) 平均有効応力と体積ひずみの関係は処女載荷部分と再載荷部分で直線となるが、その勾配は急になる。また、繰返し載荷（除荷）をおこなっても描かれたヒステリシスループ形状は相似している。

b) せん断ひずみは偏差応力の除荷によってわずかに回復する。せん断ひずみの回復量は繰返し回数と関係があり、繰返し回数を重ねていくうちに、除荷開始時のせん断ひずみ量に対する回復ひずみの割合が増大していく。

(4-3) 両 (C η U, CC η U) 試験の比較

a) 処女曲線部分においては平均有効応力と体積ひずみの関係は繰返し載荷（除荷）の影響を受けない。

b) 偏差応力とせん断ひずみの関係は最終せん断ひずみは繰返し載荷（除荷）の影響を受け、非繰返し載荷（除荷）より繰返し載荷（除荷）の方が大きくなる。

（参考文献）

- 1) 原久夫(1986)：正規異方圧密粘土の非排水せん断特性，琉球大学工学部紀要，第31号，pp11～30
- 2) 原久夫，上原方成(1988)：応力誘導異方性を有する正規圧密粘土の非排水せん断特性，土質工学会論文報告集，N02，pp196～204
- 3) 瑞慶覧長賢，他4(1992)：正規粘土の平均有効応力一定繰返し排水せん断試験，第27回土質工学研究発表会

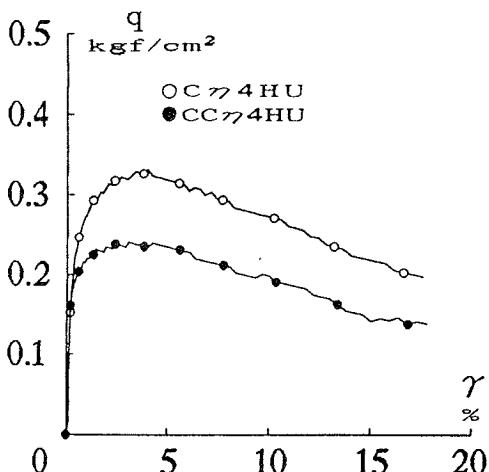


図6 偏差応力とせん断ひずみの関係

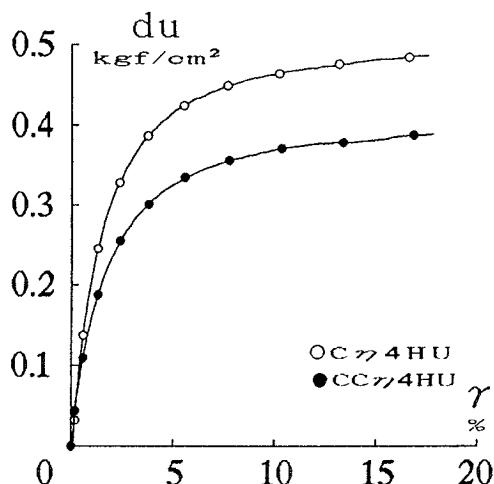


図7 間隙水圧とせん断ひずみの関係

13. 埋立地盤における圧密沈下に関する一考察

(株) 沖縄建設技研 ○新垣健二
 // 金城正幸
 // 砂川徹男

1. まえがき

埋立地盤における圧密沈下量を検討する際に、浚渫土砂による埋土層を在来地盤に対して有効土かぶり圧として考えるか、圧密荷重として考えるかの問題が生じた。また計算式の違いによる沈下量の差異も生じたのでここで例を示し、今後の参考にしたい。

2. 土層断面および試験結果

図-1はボーリング調査結果から地盤モデルの土層断面図を示したものである。ボーリング調査は沖積粘土層の上に浚渫土砂で埋土し、更に覆土した後で実施したものであり、盛土はその後で施工が予定されている。覆土層は砂質土であり、埋土層および沖積粘土層はN値が0～3の範囲にある粘土層である。乱さない試料は埋土層および沖積粘土層の中央付近で採取し、試験に供した。

土粒子の密度は埋土層が 2.793 g/cm^3 に対し沖積粘土層が 2.770 g/cm^3 を示し大きな差異はないが、自然含水比は前者が9.04%に対し後者が4.91%と埋土層が大きな値を示している。また初期間隙比は埋土層が2.763に対し沖積粘土層は1.419と大きな差異を示しているが、飽和度は前者が9.9.2%で後者が9.9.7%と両者ともほとんど飽和した状態にある。

図-2は埋土層と沖積粘土層の $e - \log p$ 曲線を示したものである。埋土層においては、間隙比は圧密圧力の増加に伴いほぼ直線的に減少し、圧密圧力が初期の段階において既に正規圧密状態にある。自重による土かぶり圧は図-1の断面から計算して 0.2 kgf/cm^2 付近にあり、埋土層は自重と覆土荷重により圧密沈下が進行している状態にある。したがって埋土層の圧密降伏応力を得ることはできないが圧縮指数は1.04となる。沖積粘土層においては、図-1の断面から計算して得られる土かぶり圧と圧密降伏応力に大きな違いがないことから現在の土かぶり圧による圧密が終了した正規圧密粘土層と言えよう。圧縮指数は0.47 圧密降伏応力は 0.7 kgf/cm^2 となっている。

図-3は埋土層と沖積粘土層の平均圧密圧

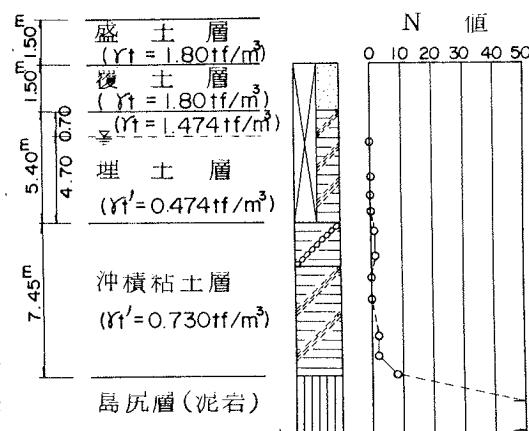


図-1. 土層断面図

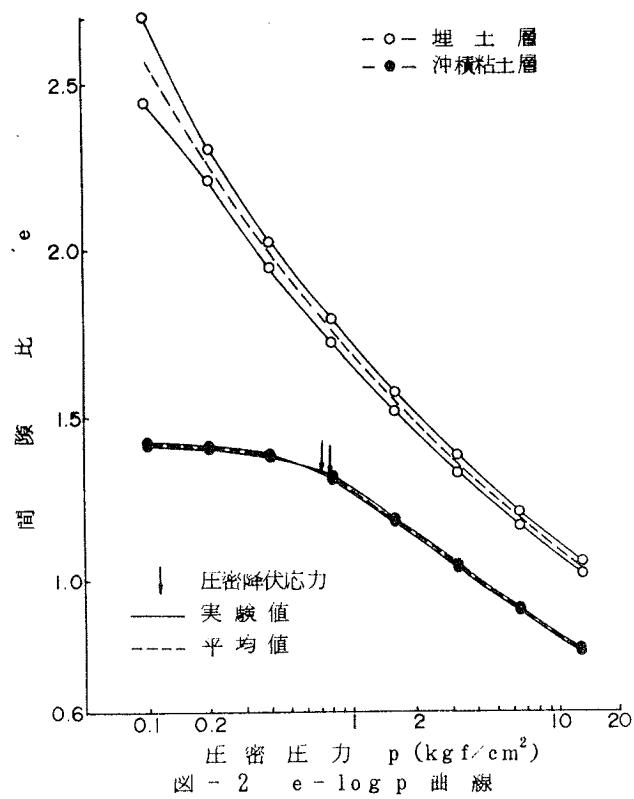


図-2 e - log p 曲線

力と体積圧縮係数の関係を示したものである。埋土層においては、体積圧縮係数は平均圧密圧力の増加に伴い直線的に減少していることを示している。これは圧密圧力が初期の段階から既に圧密降伏応力より大きく正規圧密域にあることを示している。沖積粘土層においては、体積圧縮係数は平均圧密圧力が増加しても圧密降伏応力付近までは大きな変化はみられないが、それを過ぎると埋土層と同様直線的に減少していることを示している。

3. 圧密沈下に対する検討

圧密沈下量は圧密荷重として埋土層に対しては盛土層と覆土層、沖積粘土層に対しては盛土層と覆土層の他に埋土層を考慮する場合と考慮しない場合について算定した。計算式は $S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H - ①$ $S_c = \frac{e_0 - e}{1+e} \cdot H - ②$ $S_c = \frac{C_c}{1+e} \cdot H \cdot \log \frac{P_z + \Delta p}{P_z} - ③$ を用いて比較検討した。図-4はこれらの式により算定した結果を

沖積粘土層、埋土層および全沈下量に区分して示したものである。圧密荷重として埋土層を考慮した場合としない場合のいずれにおいても①式が最も小さな値を示し、③式が最も大きな値を示している。また当然のことながら圧密荷重として埋土層を考慮した場合が考慮しない場合よりもどの計算式でも大きな値を示している。

図-5は図-4から得られた結果から圧密荷重

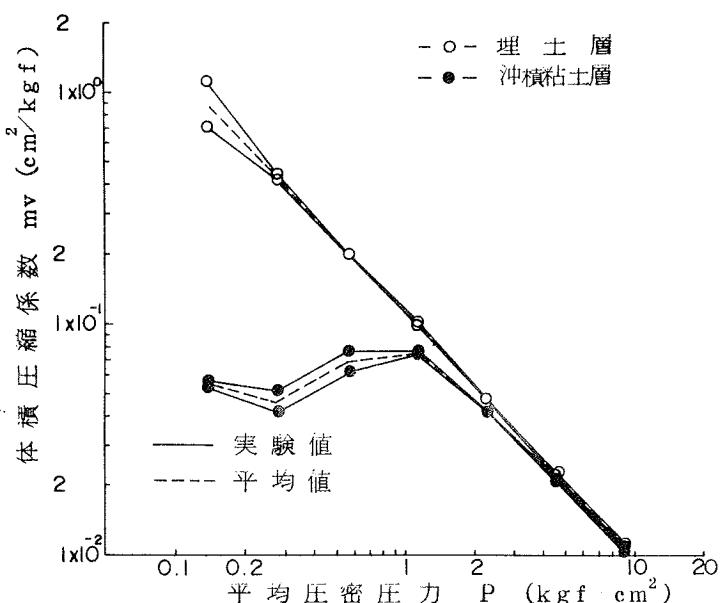


図-3 $\log p - \log mv$ 曲線
 $\frac{e_0 - e}{1+e} \cdot H - ①$ $S_c = \frac{C_c}{1+e} \cdot H \cdot \log \frac{P_z + \Delta p}{P_z} - ③$ を

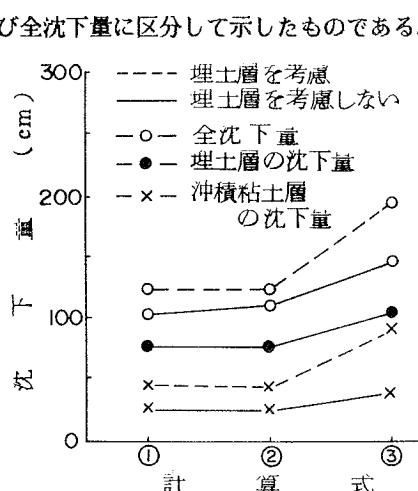


図-4 計算式による沈下量の比較

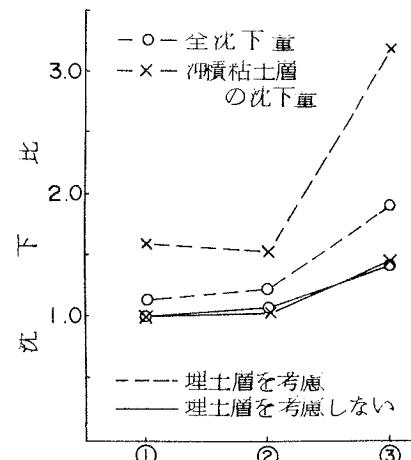


図-5 計算式による沈下比の比較

として埋土層を考慮せず①式で計算した結果を1.0とした場合の沈下量の比を沖積粘土層と全沈下量に区分して示してある。圧密荷重として埋土層を考慮しない場合の沈下量の計算式による違いは50%の範囲内にあるが埋土層を考慮した場合は同一計算式でも考慮しない場合より大きな値を示し、特に沖積粘土層の沈下量で③式で埋土層を考慮した場合は①式で埋土層を考慮しない場合の約3倍にも達している。これらのこととは埋立地盤が新しく自重による圧密が進行している場合の地盤の取扱い方、沈下量を算定する場合の計算式の適用方法等について十分検討を要することを示唆しているものと思われる。

4. あとがき

沖積粘土地盤上に浚渫土砂による埋土を行った場合の沈下量について検討してきたが、計算のみでなく現場における計測を行い、フィードバックして設計計算に役立てることがより重要であると思われる。

14. 粘土の非線形透水性を考慮した圧密解析

琉球大学工学部 原 久夫

1 まえがき

軟弱粘土の圧密沈下の設計、解析は通常 Terzaghi の圧密方程式に基づいて行われている。しかしこの方法では特に、圧密時間の計算において実測値との差が多いため¹⁾。そこでここでは、その原因解明の一手段として、圧密時間と密接な関係がある粘土の透水係数 k を間隙比 e と沈下速度の関数と考えたときの圧密沈下解析の方法と結果を紹介する。

解析に先立ち、粘土材料特性を非線形圧縮性、非線形透水性とした圧密方程式を導く。導かれた方程式は非線形微分方程式となっており、この解は差分法によって求める。

2 粘土の非線形材料特性

2-1 圧縮特性

粘土の圧縮特性は従来から広く認められているように $e - \log p$ 関係が直線で表されるという仮定を採用する。ここで e は粘土の間隙比、 p は鉛直方向の圧密圧力である。この関係を図 1 に示す。

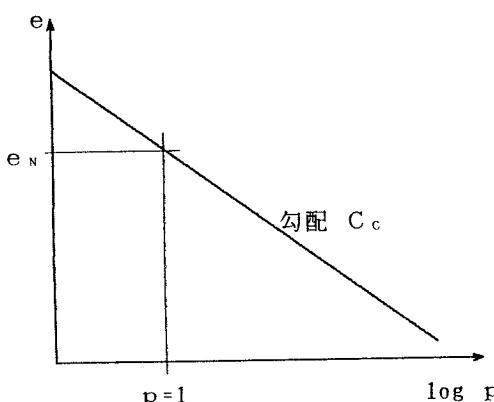


図 1 圧密沈下中の間隙比と圧密圧力の関係

図 1 における直線は次式で表される。

$$e = e_N + C_c \log p \quad (1)$$

ただし式(1)では後の計算の都合上、圧縮指数 C_c を負の値を持つものとして表している。(1)式を自然対数で表すと(2)式のようになる。

$$e = e_N + \lambda \ln p \quad (2)$$

$$\lambda = C_c / 2.3 \quad (3)$$

間隙比の増分 de による体積ひずみ増分 $d\varepsilon$ は次のように表される。

$$d\varepsilon = \frac{de}{1+e} \quad (4)$$

(2), (4)式より体積圧縮係数 m_v は

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{dp} = \frac{de}{d\varepsilon} \frac{d\varepsilon}{dp}$$

$$= \frac{1}{1+e} \frac{\lambda}{p} \quad (5)$$

となる。

2-2 透水特性

透水係数 k は間隙比 e と間隙比の変化速度 \dot{e} によって変化するものと考えた。これを定式化するために次のように仮定した。

仮定 I \dot{e} 一定で沈下していくときには e と $\ln k$ に線形関係がある。

仮定 II \dot{e} が大きくなると k は減少し、その量は $\ln \dot{e}$ と線形関係にある。

仮定 III \dot{e} がある限界値 \dot{e}_{cr} より小さいとき、 $e \sim \ln k$ 関係は一本の直線に収束する。

これらの仮定を図と式で示すと次のようになる。

図2の直線群Lはそれぞれの \dot{e} に対応して、 e と $\ln k$ の関係を示している。いま沈下が継続して生じている一つの要素Aを考える。その間隙比を e_A 、間隙比変化速度を \dot{e}_A 、透水係数を k_A とする。これを式で表すと

状態点A

$$\left. \begin{aligned} e &= e_A \\ \dot{e} &= \dot{e}_A \\ k &= k_A \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

となる。

点Aは図2の $\dot{e} = \dot{e}_A$ に対応する直線 L_A 上の点として表される。

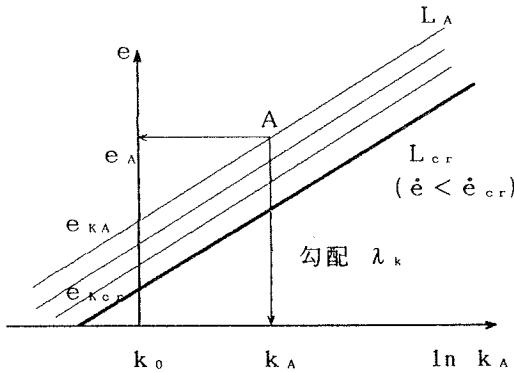


図2 間隙比と透水係数の関係

また図2より直線群Lは次式で表される。

$$e = e_k + \lambda_k \ln \left(\frac{k}{k_0} \right) \quad (7)$$

ここで

e_k : 直線群Lの切片

λ_k : 直線群Lの勾配

k_0 : 規準透水係数 (cm/min)

である。

仮定IIより直線群Lの切片 e_k と $\ln \dot{e}$ の関係を図3のように仮定する。

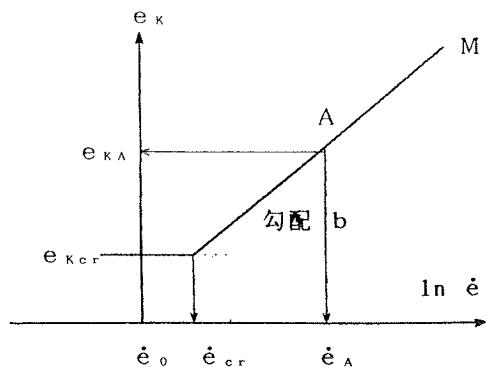


図3 直線群Lの切片と間隙比変化速度の関係

直線Mは図2の直線群Lの切片 e_k と間隙比変化速度の関係を与える直線で、間隙比の変化速度が遅いほど e_k の値は小さくなる。その結果、図2において \dot{e} に対応する直線しが右に移行する。これは同一の間隙比であっても、間隙比の変化速度が小さいほど透水性が良くなると仮定していることになっている。ただし仮定IIIから間隙比の変化速度がある限界値 \dot{e}_{cr} 以下では切片 e_k は一定となる。

以上の事から e_k と \dot{e} の関係式としとして次式を得る。

$\dot{e} \geq \dot{e}_{cr}$ の時

$$e_k = e_{k_{cr}} + b \ln \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}} \right) \quad (8)$$

$\dot{e} < \dot{e}_{cr}$ の時

$$e_k = e_{k_{cr}} \quad (9)$$

いま $\dot{e} \geq \dot{e}_{cr}$ を考えると(7),(8)式より

$$e = e_{k_{cr}} + b \ln \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}} \right) + \lambda_k \ln \left(\frac{k}{k_0} \right) \quad (10)$$

となる。これを k について解いて最終的に次

の関係式を得る.

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e - e_{cr}}{\lambda_k}\right) \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}}\right)^{-b/\lambda_k} \quad (11)$$

同様にして $\dot{e} < \dot{e}_{cr}$ の場合について

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e - e_{cr}}{\lambda_k}\right) \quad (12)$$

を得る.

3 壓密方程式の誘導

3-1 壓密方程式

2節で与えた粘土材料の圧縮性と透水性の非線形性を考慮して一次元の圧密方程式を導く.

連続条件式

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} \quad (13)$$

ここで v は水の流速で次のダルシー則に従うものとする.

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (14)$$

ただし h は水頭で $h = u / \gamma_w$ である.

次に応力ひずみ関係を m_v で表すと

$$d\varepsilon = m_v d p \quad (15)$$

式(1), (2), (3)より次の圧密方程式を得る.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z} \right)$$

$$= \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{m_v} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) \quad (16)$$

(16)式において k , m_v が一定であればこれらが微分項の外に出て Terzaghi の圧密方程式に一致する. したがって本論文で扱う圧密問題の解析は k と m_v の条件式(11), (12), (5)を付帯条件として(16)式の微分方程式を解く問題となる.

3-2 初期条件と境界条件

初期条件と境界条件は通常の解析と同じように与えるものとすると次のようになる.

初期条件

$$t = 0 \text{ で } \varepsilon = 0 \quad (17)$$

境界条件

$$z = 0 \text{ で } \varepsilon = m_v \Delta p \quad (18)$$

$$z = H \text{ で } \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = 0 \quad (19)$$

3-3 間隙比 e で表した圧密方程式

(16)式を(17), (18), (19)式の初期条件と境界条件のもとで解くことになるが, m_v と k に関する付帯条件(5), (11), (12)式が e で与えられていることから(16)式を直接解くよりも e に関する微分方程式に変換してから解くほうが容易である.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (20)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (21)$$

(20), (21)式を(16)式に代入して次の e で表した圧密方程式式を得る.

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{m_v} \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial z} \right) \quad (22)$$

この時 e に対する初期条件と境界条件式は

$$z = 0 \text{ で } e = e_t, \quad (23)$$

$$z = H \text{ で } \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (24)$$

$$t = 0 \text{ で } e = e_A \quad (25)$$

である。ただし e_A , e_t は初期及び最終の間隙比である。

4 計算結果と考察

図4に粘土の圧縮性と透水性に非線形性を取り入れた場合の一次元沈下解析の一例を示す。問題が(16)式あるいは(22)式のように非線形微分方程式で与えられる場合には、一般解を得ることはできないので解の特性を知るために数値解によることになる。この計算において与えた条件は次のような。

排水条件：両面排水

諸定数：

$$\gamma_w = 1 \text{ (gf/cm}^3\text{)}$$

$e_n = 2 : e - \ln p$ の規準間隙比

$C_s = 1.058$: 圧縮指数 ($\lambda = 0.2$)

$e_A = 2$: 初期間隙比

$\Delta p = 1 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$: 鉛直方向圧密荷重

$k_0 = 10^{-5} \text{ (cm/min)}$: 規準透水係数

$\lambda_k = 0.2$: 透水指數

$e_{Kcr} = 2$: $e - \ln e$ 関係の規準間隙比

$\dot{e}_{cr} = 10^{-8} (\text{min}^{-1})$: 限界最小間隙比

$b = 0.01 \text{ (min)}$: $e_k - \ln e$ 関係の勾配

図中の実線はTerzaghiの圧密方程式の解から得られる沈下曲線で通常の設計計算で使われているものである。これに対し☆印で表した沈下曲線は上記の計算条件で求めたものである。☆線がTerzaghi曲線の右側にあることから粘土に非線形性を考慮して圧密沈下曲線を計算してみると、沈下が遅れることが分かる。この原因のひとつとして、非線形透水性粘土の圧密では、排水面近くでの急激な間隙非変化のために透水性が激減し、通常の粘土層よりさらに不透水性の層が形成され、その結果、圧密が遅れることが挙げられる。

このような効果は一次元圧密の場合だけでなく、サンドドレーンなどの改良地盤の沈下などにも存在すると考えられ、圧密時間が設計計算値と大幅に異なる場合には粘土の非線形透水性を考慮することも必要であろう。

参考文献：1) H.UEHARA et al. (1991) Case study of Vertical Drain in Shimajiri Marine Clay, GEO-COAST '91, Yokohama, 411-416

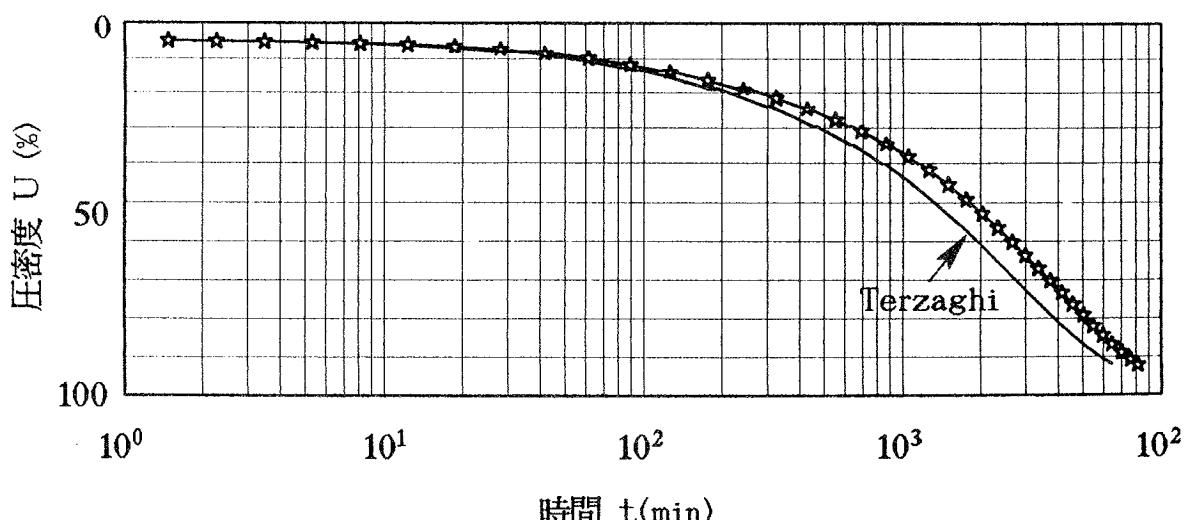


図4 非線形透水性を考慮した圧密曲線の一例

15. 砂供試体におけるメンブレンペネトレーションの評価方法について

琉球大学 ○加藤 進 許 光瑞

1. はじめに

土の要素試験を行う場合、供試体をメンブレンで覆い、側方を水圧により拘束して実験を行うのが一般的である。試料が砂のような粒状体の時、供試体の境界面を成しているメンブレンの供試体内への貫入（メンブレンペネトレーション）が生じる。測定される体積変化にはメンブレンの貫入による変化を含むことになり、真の体積変化を得られないという問題が生じる。また、砂の液状化等の非排水せん断特性に関する研究において、圧密時に貫入したメンブレンの間隙水圧上昇に伴った復元による水圧の低下が生じるため、せん断強度を過大に評価することになる。このメンブレンペネトレーションの問題は、初めに Newland and Alley¹⁾によって指摘されて以来、多くの研究者によって研究されてきたが、いまだにその実態が正確には明らかにされていない。著者らはメンブレンペネトレーションのメカニズムに注目し、メンブレンペネトレーション量を簡易に計算する方法を考案した。本報告ではこの計算方法について述べると共に、既往の研究におけるデータおよび著者らの行った圧縮試験結果に適用し、その妥当性を検討した。

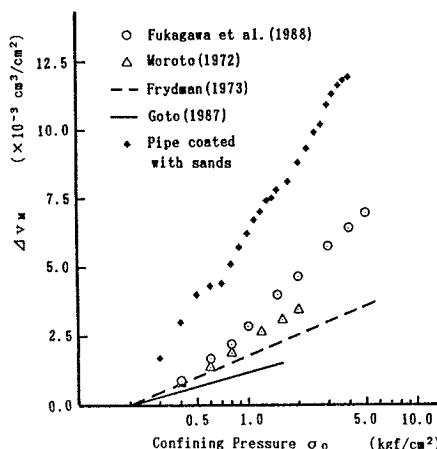


図-1. メンブレンペネトレーションの評価方法による比較

2. メンブレンペネトレーションのメカニズム

1). 既往の研究

図-1は豊浦標準砂について諸戸²⁾、後藤³⁾およびFukagawaら⁴⁾が求めたメンブレンペネトレーション（以下、MPと呼ぶ。）の結果である。参考として、MPと粒径の関係について求めた Frydman⁵⁾の結果より、豊浦標準砂と同じ粒径の値を破線で示している。比較のため、全て $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ を初期荷重としている。各報告とも、ある荷重において計測される体積変化 ΔV は次式のように表されると考え、供試体表面積と体積の比が異なる数個の供試体について実験を行い、 $V_0 = 0$ に対応する ΔV ($= \Delta V_m$) を外挿法によって求めている。

$$\Delta V = \Delta V_m + \Delta V_s = K_m \cdot A_0 + K_s \cdot V_0$$

ここに、 ΔV_m ：メンブレンの貫入量 (cm^3)

ΔV_s ：供試体の真の体積変化 (cm^3)

K_m ：メンブレンの貫入量に関係した係数 (cm^3/cm^2)

A_0 ：供試体表面積（側面） (cm^2)

K_s ：体積変化に関係した係数 (cm^3/cm^2)

V_0 ：供試体体積 (cm^3)

諸戸は表面積を一定とし、供試体内にメタルロッドを埋め込むことで供試体の体積を変える方法を用いた。後藤は供試体の高さを一定とし、直徑を変える方法を用いた。Fukagawaらは諸戸と同じ方法であるが、供試体の上端部にフレキシブルなキャップを用いている。Frydmanはロッドを用いる代わりに中空の供試体を用い、ガラスピーブで実験を行っている。

図-1に示した各報告の実験方法における一番大きな違いは、供試体内におけるメタルロッドの有無及びキャップの剛性等の境界条件の違いである。従って、境界条件の違いによる体積圧縮係数の違いが MP の違いに影響していると考えられる。

MP の値を補正した供試体の体積変化の一例を、図-2に示す。後藤の結果による補正是妥当と思われるが、諸戸および Fukagawa らの結果を用いた場合は過大な補正となっているように思われる。

3). メンブレンの貫入量と拘束圧の関係

メンブレンの貫入量と拘束圧との間には直線関係があることがFrydmanや後藤によつて報告されている。このことを否定しているFukagawaらの結果も、拘束圧の低い範囲と高い範囲を分けて考えれば、両者に直線関係があるように思われる。従つて、メンブレンの貫入量は次式で表される。

$$\Delta V_M = a_M \cdot A_0 \cdot \log(\sigma_3 / \sigma_0) \quad (1)$$

ここに、 ΔV_M ：メンブレンの貫入量 (cm^3)

a_M ：拘束圧、試料の粒径、形状、密度及び強度、メンブレンの剛性及び厚さ等によって決まる係数 (cm)

A_0 ：供試体表面積（側面） (cm^3)

σ_3 ：拘束圧 (kgt/cm^2)

σ_0 ：初期拘束圧 (kgt/cm^2)

4). 係数 a_M に関する考察

供試体を取り巻くメンブレンに作用する荷重を、砂粒子にメンブレンを押しつけようとする圧縮力と面方向に働く伸張力に分けて考えた場合、圧縮力は面全体にわたつて一様であるが、伸張力は摩擦のため一様とは限らないと考えられる。従つて、メンブレンに働く張力は不均一であり、砂粒子に触れていない部分に作用する張力が最も大きい。

図-1において、◆印は塩ビパイプに豊浦標準砂を $t=0.2 \sim 1.0 \text{ mm}$ の厚さに接着剤で張り付けて作成した供試体において、測定した結果である。拘束圧に伴つたMPの変化の傾き a_M と拘束圧との関係を、

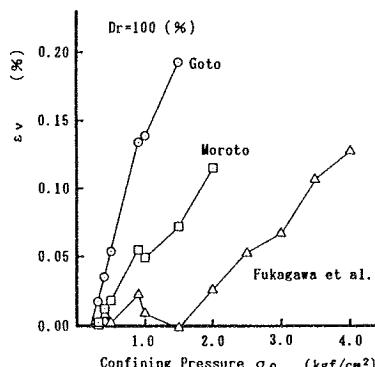


図-2. メンブレンペネトレーション補正後の体積ひずみによる評価方法の比較

図-3に示す。 a_M の値は拘束圧の変化に伴つてかなり増減している。これより、先に述べたメンブレンと砂粒子との間の摩擦との関係が考えられる。

メンブレンの張力の不均一性の a_M に与える影響が、決して小さくないことを示していると考えられる。

3. メンブレン貫入量の簡易的計算方法

1). 仮定

ある拘束圧における供試体の真の体積変化 ΔV_s はその時の全体積変化 ΔV から、係数 a_M によって計算される ΔV_M を差し引いた値と同じである。ここで、 ΔV_s はある仮想の体積圧縮係数 a_s を用いて、式(2)により計算されると仮定するならば、全体積変化は式(3)のように表される。

$$\Delta V_s = a_s \cdot V_0 \cdot (\sigma_3 - \sigma_0) \quad (2)$$

ここに、 V_0 ：供試体体積 (cm^3)

a_s ：仮想の体積圧縮係数 (cm^2/kgt)

$$\Delta V = \Delta V_s + \Delta V_M$$

$$= a_s \cdot V_0 \cdot (\sigma_3 - \sigma_0) + a_M \cdot A_0 \cdot \log(\sigma_3 / \sigma_0) \quad (3)$$

初期拘束圧からある拘束圧に達する間に、拘束圧のなした仕事は次式で表されると仮定する。

$$\begin{aligned} \Delta W &= \int_{\sigma_0}^{\sigma_3} \{ a_s \cdot V_0 \cdot (\sigma_3 - \sigma) \\ &\quad + a_M \cdot A_0 \cdot \log(\sigma_3 / \sigma) \} \cdot d\sigma \\ &= a_s \cdot V_0 \cdot (\sigma_3 - \sigma_0)^2 / 2 \\ &\quad + a_M \cdot A_0 \cdot \{ \log(\sigma_3 / \sigma_0) - (\sigma_3 - \sigma_0) \} \end{aligned} \quad (4)$$

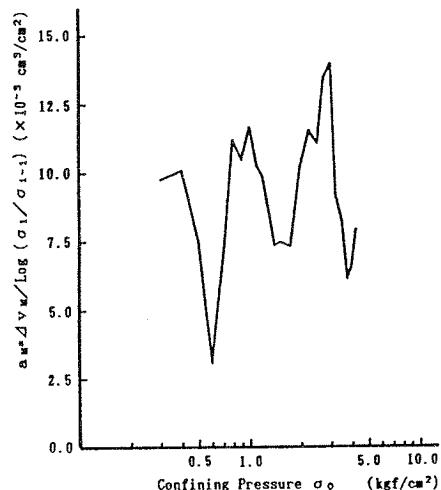


図-3. メンブレンペネトレーション係数の拘束圧による変化

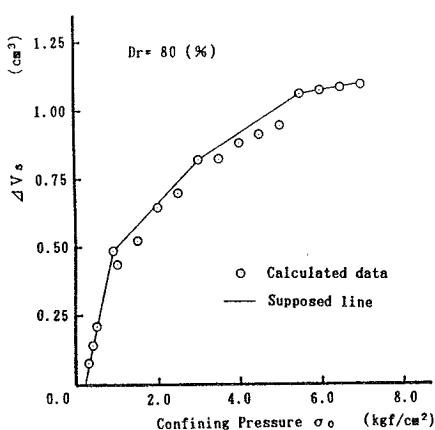


図-4. 計算された体積変化の一例

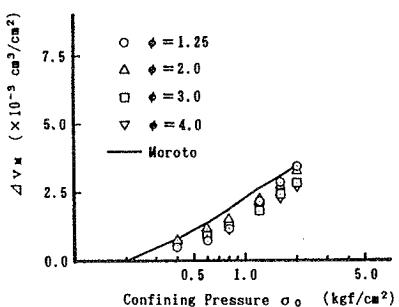


図-5. 計算されたメンブレンペネトレーション
(諸戸1972の実験結果への適用)

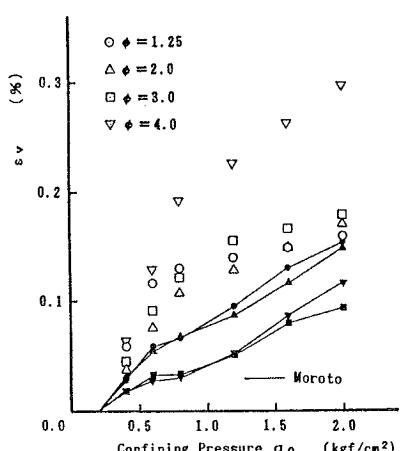


図-6. 計算された体積ひずみ
(諸戸1972の実験結果への適用)

2). 計算方法

a_s と a_M が共に一定の場合 (計算方法①)

任意の2点の計測値を式(3)に代入して連立方程式を立て、 a_s 及び a_M について解く。

a_s と a_M が共に変化する場合 (計算方法②)

任意の計測点について、式(3)と式(4)の連立方程式を作成し、 a_s を消去すれば、 a_M について解くことが出来る。

3). 問題点

計算方法①の場合、初期拘束圧がある程度高くなると、体積変化が小さくなるため誤差が大きくなる。

計算方法②の場合、計測点数が少ないと誤差が大きい。また、 a_s の値が変化すると、その変化点以上

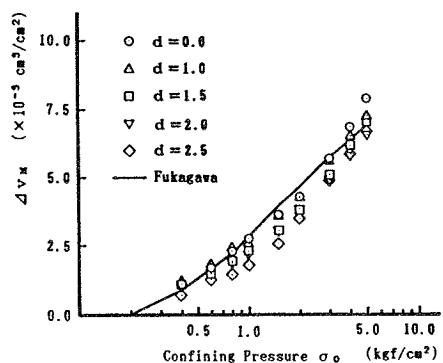


図-7. 計算されたメンブレンペネトレーション
(Fukagawa et al. 1988の実験結果への適用)

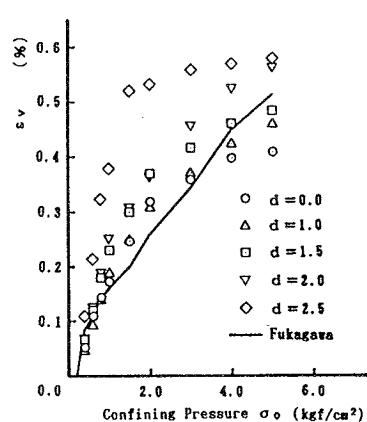


図-8. 計算された体積ひずみ
(Fukagawa et al. 1988の実験結果への適用)

の拘束圧において ΔV_s を過小に評価する傾向がみられる。計算した ΔV_s の一例を図-4に示す。図中の○印が計算した結果である。先の理由から、図中の実線のように ΔV_s の変化を修正する必要があると思われる。この修正には明確な根拠が無いため、適正な修正を行うのは難しく、熟練を要する。

4. 計算結果の妥当性

1) 諸戸の実験結果との比較

前述の計算法を適用して得られたMPを図-5に、体積ひずみを図-6に示す。拘束圧 $\sigma_3=0.6 \text{ kgf/cm}^2$

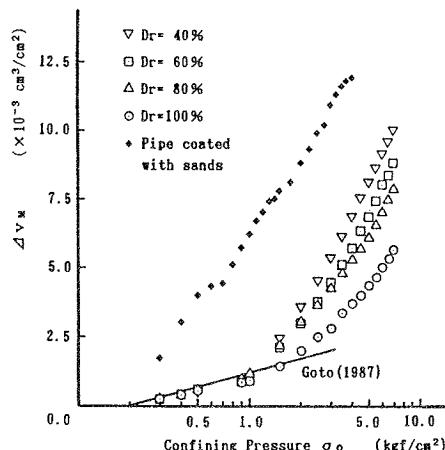


図-9. 計算されたメンブレンベネットレーション
(等方圧縮試験結果への適用)

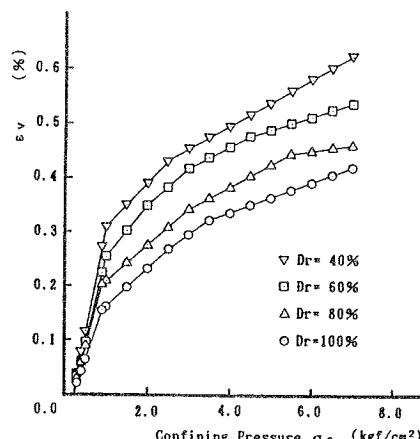


図-10. 計算された体積ひずみ
(等方圧縮試験結果への適用)

までは計算法①を、それ以降は計算法②を用いた。なお、初期拘束圧は $\sigma_3=0.2 \text{ kgf/cm}^2$ とした。図-5の実線は諸戸が求めた結果であり、図-6における実線は全体積変化からこの値を差し引いて求めた結果である。諸戸のMPの結果に比較して、著者らの計算結果は全体的に低く見積もっている。供試体内に埋め込まれたロッドの表面が滑らかである場合、体積ひずみはロッドの直径が大きくなるにつれて増大することが考えられる。図-6においては、著者らの計算結果が、一部を除いてこの傾向を満足しているが、諸戸の結果から計算される体積ひずみは全く異なる傾向を示している。

2) Fukagawaらの実験結果との比較

計算されたMPを図-7に、体積ひずみを図-8に示す。諸戸の結果の場合と同様、拘束圧 $\sigma_3=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ までは計算法①を、それ以降は計算法②を用い、初期拘束圧は $\sigma_3=0.2 \text{ kgf/cm}^2$ とした。MPにおける比較は、諸戸の結果と似た傾向を示し、 $\sigma_3=1.0 \sim 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で著者らの計算方法による結果が大きく下回っている。体積ひずみはロッドの直径が大きいほど、大きくなる傾向があるように見える。これも先の予想と一致しており、著者らの計算方法の妥当性を示すものであると思われる。

3) 等方圧縮試験結果への適用

豊浦標準砂を用いて直径5.0cm、高さ12.5cmの供試体で行った圧縮試験の結果に、著者らの計算方法を適用して求めた、MPの結果を図-9に、体積ひずみの結果を図-10に示す。計算されたMPの値は $\sigma_3=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の範囲では後藤の結果よりも若干低いが、さらに拘束圧が増すと、急激に増加する。その変化の傾きは塩ビパイプの結果とほぼ同じ結果となる。また、拘束圧が高くなると、砂の密度による差が生じ、密度が高いほど小さくなる。

5.まとめ

圧密時の体積変化からメンブレンベネットレーションを算出する方法を考案した。本方法は今後さらに実験を行い、その妥当性について検討する必要があるが、既往の研究を用いて検討した範囲では、妥当な方法であると予想される。

- 参考文献
- 1) Newland and Atter: 'Volume Changes During Undrained Triaxial Tests on Saturated Silicate Granular Materials', Geotech. Eng., Vol. 8, No. 4, Dec., 1958, pp. 174-182.
 - 2) 諸戸:「砂の弾性定数の実験的測定」、土質工学会論文報告集、Vol. 12, No. 3, Sept., 1972, pp. 65-74.
 - 3) 諸戸:「三軸試験における粒材の強度と砂の弾性定数」、博士論文、東京大学
 - 4) Prangene et al.: 'Effect of Sand Factors on K₀-Value of A Sand', Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, Dec., 1988, pp. 83-106.
 - 5) Fyhrman et al.: 'The Hardness Effect in Triaxial Testing of Granular Soils', Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol. 1, January 1973, pp. 37-41.

16. 土質強度と安定解析

—泥岩地すべりを事例として—

琉球大学農学部 宜保清一

1. はじめに

進行性破壊が関与した初生地すべりにおいてすべり面の平均強度パラメータの算定は、通常の手法では容易でない（土地改良事業計画設計基準 1989; 宜保 1987）。本報は、斜面上部への盛り土工後十年を経過しすべりに至った沖縄の浦添職業訓練校の泥岩地すべりを事例とし、すべり面採取試料の残留強度・完全軟化強度・ピーク強度の測定結果、および先に提案した安定度評価法（宜保 1987）と $c-\tan\phi$ 図との関係について検討したものである。

2. リングせん断試験

残留・完全軟化強度測定に定体積・定圧力兼用リングせん断試験装置を使用した（宜保 1992）。

定体積せん断は、ダイレイタンシー変化が垂直応力の増減に変換され供試体の体積が一定に保たれるせん断であるので、せん断中供試体から水の出入りがなく間隙水圧がゼロであるので、急速せん断によって排水強度相当残留強度が迅速に得られる。試験は、一つの供試体を用いて所定の垂直応力の下で大変位せん断試験を行い、引続き定体積せん断試験に移行させる方式と、所定の垂直応力を段階的に下げ連続的に定体積せん断試験する方式の二つによった。図-1に定体積せん断試験結果を示した。垂直応力の大小や連続か非連続かによって、それぞれは特徴的な応力経路を描きつつも、最終的には残留せん断面（粒子配向面）のせん断挙動を示し、一つの残留強度線に收れんした。完全軟化強度については、典型的な正規的な応力経路が示された（図-2）。

定圧せん断試験については、せん断応力(τ)・垂直変位(Δh)～せん断変位(D)関係、摩擦係数(τ/σ_n)～せん断変位(D)関係を示した（図-3）。せん断応力はピーク（完全軟化すなわち限界状態）を経て徐々に低下し、大変位に伴う粒子配向によって残留強度に至る（宜保・他 1992a）。残留強度における粒子配向の効果は、粘土試料中に $2\mu m$ 以下粘土含量が $20\sim 25\%$ 以上で、しかも板状粘土鉱物粒子が含有されている場合に顕著である（Egashira et al. 1991; 宜保・他 1992b）。図-4にみられる残留強度(τ_r)～有効垂直応力(σ'_n)関係および τ/σ'_n ～ σ'_n 関係の低応力レベルにおける湾曲化は、これまでも指摘されている現象であり、湾曲の程度は主に粘土の鉱物学的性質に依存する（宜保・他（投稿中））。

残留強度および完全軟化強度は一種の正規圧密強度であるので、経験的に粘着力を零とした（宜保・他 1992b）。したがって、 $\tau_r \sim \sigma'_n$ および $\tau_{st} \sim \sigma'_n$ 関係を原点を通るように直線近似し、強度パラメータを求めた。定圧せん断と定体積せん断のせん断方式の違いによる差異は見られない（図-1, 4）。

残留強度： $c'_{sr} = 0$ ， $\phi'_{sr} = 11.0^\circ$ ； 完全軟化強度： $c'_{st} = 0$ ， $\phi'_{st} = 27.0^\circ$

3. 三軸CU試験

三軸CU試験によるピーク強度測定を行った。供試体は、開口亀裂を含むものから亀裂の認められないものまであり、脆弱で成形不能なものは除いた。主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)、間隙水圧(U)～軸ひずみ(ε)関係を示す（図-5, 6）。応力曲線には、緩やかに上昇して低いピークを示したものと、急激な上昇の後に高いピークを発揮したもの、両者の中間的なものがある。これらの結果をモールの応力円で整理し、有効応力表示した（図-7）。供試体にみられる亀裂の状態および応力円群を基にして、破碎泥岩の強度をA～Cにグループ分けした。べき関数型の破壊線を描いて、土かぶり圧相当垂直応力レベル（

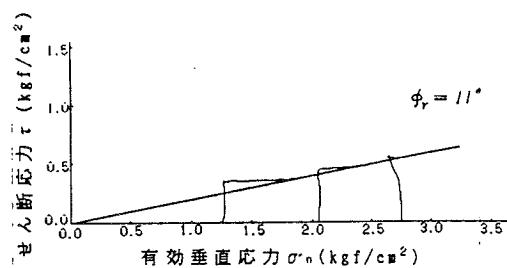


図-1 定体積せん断試験結果：残留強度

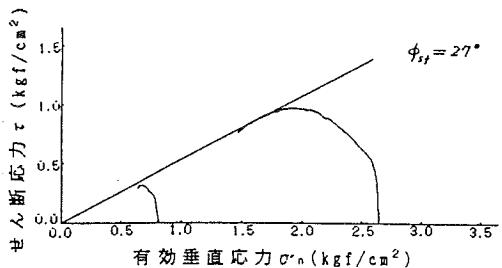


図-2 定体積せん断試験結果：完全軟化強度

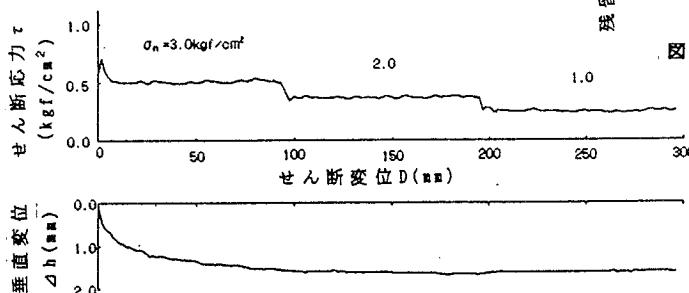


図-3 定圧せん断試験結果

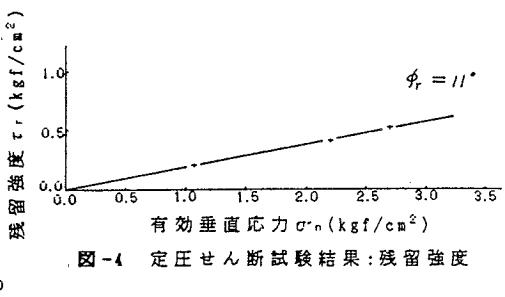


図-4 定圧せん断試験結果：残留強度

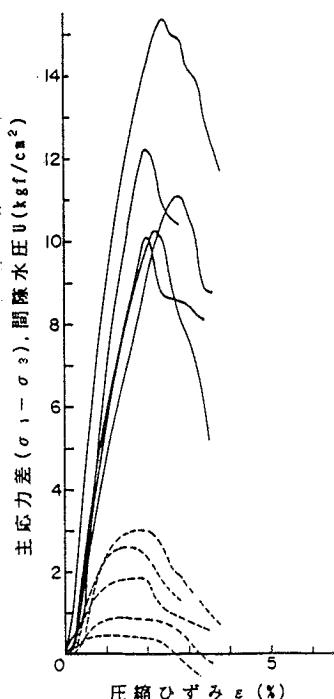


図-5 三軸CU試験結果：亀裂無し(A)

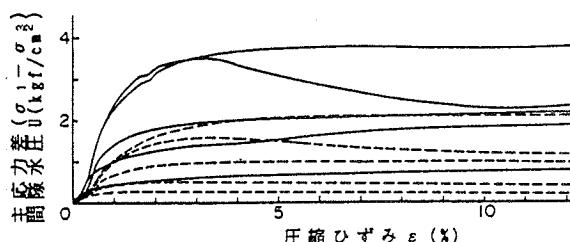


図-6 三軸CU試験結果：開口亀裂有り(C)

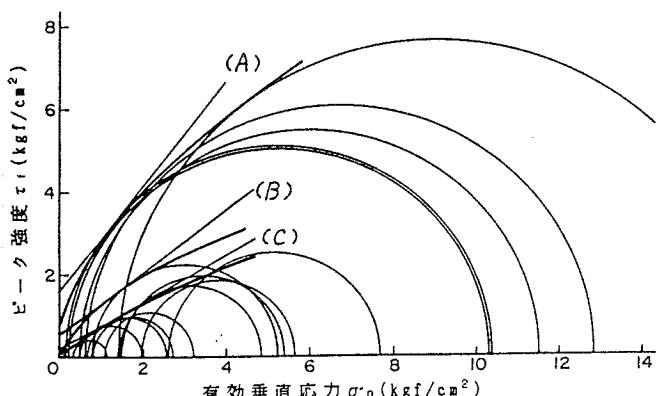


図-7 破碎泥岩試料の有效応力表示によるピーク強度のモールの円群

0.5~2.0 kgf/cm²) のピーク強度パラメータ (c' , ϕ') を求めた(宜保 1987)。結果は以下のようである。

A.如何なる微細な弱線も認められない泥岩塊の強度: $c' \geq 1.5 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi' \geq 52.0^\circ$

B.亀裂を内在する泥岩塊の強度: $c' = 0.6 \sim 1.5 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi' = 37.0 \sim 52.0^\circ$

C.開口亀裂を含む泥岩塊の強度: $c' = 0.2 \sim 0.6 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi' = 30.0 \sim 37.0^\circ$

なお、破碎岩の脆弱化が進み完全な粘土化状態になると、そのピーク強度はスラリー由来の正規圧密土の完全軟化強度と一致する。

4. すべり面の平均強度パラメータ

本地すべりの安定解析では、すべり面における鏡肌面と脆弱化部分の存在に着目して、残留強度とピーク強度がすべり時に同時動員したと考え、すべり面の平均強度パラメータ (c' , ϕ') の算定に次式(宜保 1984, 1987)を適用した。

$$c' = R \cdot c'_{fr} + (1-R) \cdot c' \quad \dots \dots (1)$$

ここで、Rは残留係数である。

すべり発生時とすべり後ではすべり面一帯の土構造状態が異なるため、動員される強度パラメータが異なる。すなわち、発生時には、すべり面に転化する鏡肌状の線的弱面に残留強度 (τ_r) を適用し、変形が認められるゾーンには亀裂を内在した泥岩のピーク強度 (τ_f) を適用する。他方、すべり後の著しい破碎ゾーンに対しては開口亀裂を含む泥岩のピーク強度を適用する。

本地すべりの代表断面は図-8に示すとおりである。すべり発生時の安全率を $F_s = 0.90$ とした。次の簡便式にすべり要素を代入し整理して、(4)式を得た。

$$F_s = \{c' \cdot \Sigma \ell + \tan \phi' \cdot (\Sigma N - \Sigma U)\} / \Sigma T \quad \dots \dots (3)$$

$$c' = -5.04 \tan \phi' + 3.25 \quad \dots \dots (4)$$

有効垂直応力と平均強度は、それぞれ $\sigma' = 5.04 \text{ tf/m}^2$, $\bar{\tau} = 3.25 \text{ tf/m}^2$ となった。残留およびピークの強度パラメータとして $c'_{fr} = 0$, $\phi'_{fr} = 11.0^\circ$; $c' = 6.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 37.0^\circ$ を適用した(宜保・他 1992)。クーロン式によって $\tau_r = 0.98 \text{ tf/m}^2$, $\tau_f = 9.80 \text{ tf/m}^2$ が計算でき、R = 0.743を得た。これらを(1)及び(2)式に代入すれば、平均強度パラメータは $c' = 1.54 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 18.6^\circ$ となった。

すべり後においては $F_s = 0.95$ とし、(3)式から次式を得た。

$$c' = -5.63 \tan \phi' + 2.46 \quad \dots \dots (5)$$

強度パラメータとして $c'_{fr} = 0$, $\phi'_{fr} = 11.0^\circ$; $c' = 2.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 30.0^\circ$ を与えて(宜保・他 1992), クーロン式によって $\tau_r = 1.09 \text{ tf/m}^2$, $\tau_f = 5.25 \text{ tf/m}^2$ を計算し、R = 0.671を得た。(1), (2)式に代入して $c' = 0.66 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 17.7^\circ$ を得た。

3. 作図によるパラメータ決定

逆算による $c' - \tan \phi'$ 図上に残留およびピークの強度パラメータをプロットし、両者の座標を結ぶ直線と $c' - \tan \phi'$ 直線との交点に注目して、次のような結果を得た(図-9)。すなわち、

すべり発生時: $c' - \tan \phi'$ 直線、座標 ($c'_{fr} = 0$, $\phi'_{fr} = 11.0^\circ$), 座標 ($c' = 6.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 37.0^\circ$) から $c' = 1.54 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 18.6^\circ$

すべり後: $c' - \tan \phi'$ 直線、座標 ($c'_{fr} = 0$, $\phi'_{fr} = 11.0^\circ$), 座標 ($c' = 2.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 30.0^\circ$) から $c' = 0.66 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 17.7^\circ$

この作図法は上記算定法を図化したものであり、平均強度パラメータ(設計強度)が逆算式と実験強度から簡単に求められることが分かる。

6. おわりに

すべり面の状態は一様ではなく、鏡肌面と脆弱な破碎岩が混在していた。破碎泥岩のピーク強度は内在亀裂の状態で大きく支配され、残留強度は大変位後の粒子配向によってかなり低い値を示した。すべり面に鏡肌面や破碎岩が混在した初生地すべりにおいて、安定解析を行う際に実験強度の取扱が重要である。平均強度パラメータは残留およびピークの強度パラメータの座標を結ぶ直線と $c'-\tan\phi'$ 直線との交点の座標で図解的に与えられるが、これは先に提案した算定法と同義である。

最後に、本報告をまとめるにあたり、ご協力いただいた沖縄県土地開発公社の関係者の方々、アイドス(有)の井戸 徹氏、株協和建設コンサルタントの仲村起三郎氏、株沖技の平良 聰氏、琉球大学農学部附属農場に心から感謝致します。

参考文献 土地改良事業計画設計基準、農地地すべり防止対策、1989. 宜保:地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方、土と基礎35(11), 1987. 宜保:残留強度測定のための定体積・定圧力兼用リングせん断試験装置、土質工学研究発表学会、1992. 宜保・他: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、農土論集159, 1992a. 宜保・他:崩積土すべり土の土質と残留強さ(投稿中). Egashira et al.: Reorientation of smectite particles on the slip surface of a smectite-dominated soil, Clay Science 8, 1991. 宜保・他:沖縄、島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係、農土論集、161, 1992b.

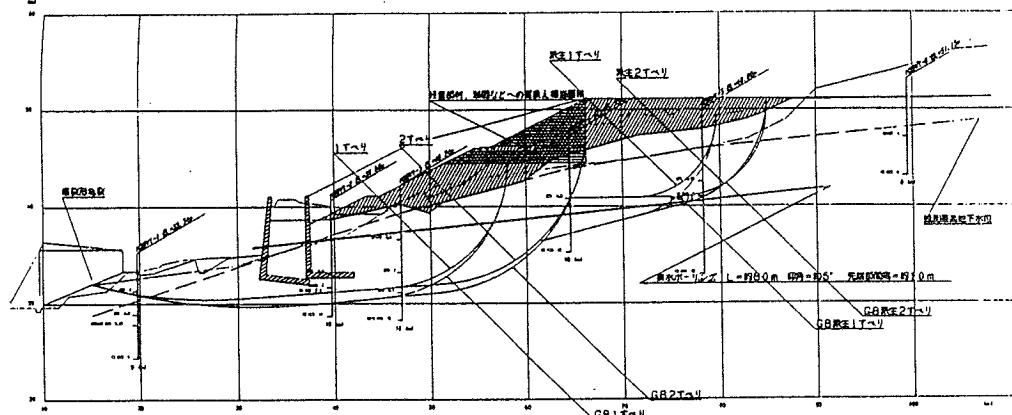


図-8 地すべりの断面図

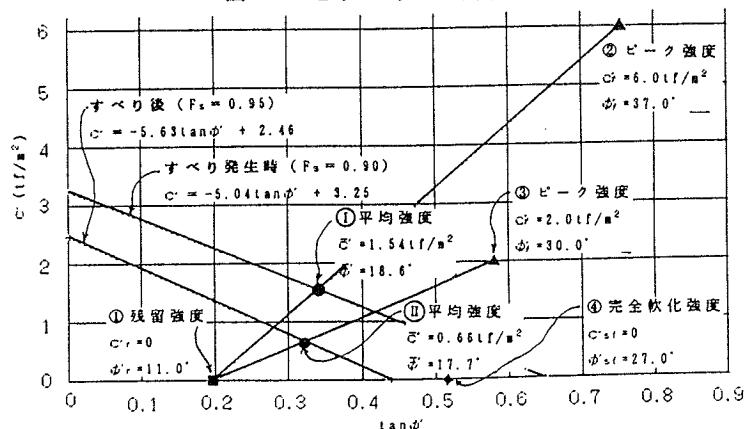


図-9 作図による平均強度パラメータ決定
(残留・ピーク強度と $c'-\tan\phi'$ 直線)

沖縄土質工学研究会資料

16:04:36 1992/10/30

沖縄土質工学研究会委員

会長	上原方成	琉球大学工学部
副会長	新城俊也 許 光瑞 宜保清一	琉球大学農学部 琉球大学工学部 琉球大学農学部
委員	加藤進 喜納源太 金城正幸 崎浜秀治 下地康之 新垣健二 砂川徹男 平良 聰 田代 潔 原久夫 日置伊佐男 宮城富夫 吉沢光三 与那嶺 聰	琉球大学工学部 岡三興業(株) (株)沖縄建設技研 上城技術情報(株) (株)ソイル開発 (株)沖縄建設技研 (株)沖縄建設技研 (株)沖技 大晋建設(株) 琉球大学工学部 浦添市 上城技術情報(株) 清光研究所 (株)大富建設コンサルタント

第1回沖縄土質工学研究発表会

セッションI

- 1 道路事業における特殊土の有効利用推進調査
(沖縄総合事務局建設行政課:吉岡幹夫)
- 2 琉球石灰岩の路盤材としての特性
(^側沖縄県建設技術センター試験部:松島良成, 大城善昭, 小野恵助
平良勝則, 真栄城守邦)
- 3 琉球石灰岩(砂レキ)における平板載荷試験とN値
(^側大富建設コンサルタント:与那嶺肇, 沖縄県宮古土木事務所, 末吉哲)
- 4 国頭レキ層土の締め固め特性について
(琉球大学工学部:上原方成, 原久夫)
- 5 衝撃締め固めによるサンゴレキ混り土の地盤改良効果について
(沖縄総合事務局開発建設部:久米秀俊, 沖縄総合事務局那覇港工事
事務所:棚田十四男, 運輸省港湾技術研究所土質部:善功企)
- 6 沖縄におけるPC・PHC基礎杭の実態調査
(琉球大学工学部:許光瑞, 加藤進)
- 7 PHCパイ爾とSFパイ爾の比較試験
(琉球大学工学部:比嘉盛勝, 許光瑞, 大城正治, 宮城次郎)
- 8 杭の周面摩擦に関する実験的研究
(琉球大学工学部:許光瑞, 加藤進, 浦添市役所:嘉手納良昭
^側飛島建設:玉城政繁)
- 9 急傾斜崩壊危険箇所 (^側日興建設コンサルタント:新垣善則, 新城三男)
- 10 宮古島の地すべり
(^側沖縄技術コンサルタント:松田保, 吉沢光三, 城辺町役場建設課, 松川修)
- 11 補強土工法と施工例
(三井石化産資^側:高岡恭三)

セッションII

- 12 島尻層群泥岩土の横方向地盤反力係数K値
(^側沖縄技術コンサルタント:吉沢光三, 小波蔵政良, 平良聰)
- 13 島尻層群泥岩土(軟質土)の力学特性
(^側沖縄建工:伊保敏彦, ^側沖縄技術コンサルタント:吉沢光三, 平良聰)
- 14 粘性土の力学特性(その1)…(^側沖縄技術コンサルタント:平良聰, 吉沢光三)

- 15 練り返した島尻粘土の諸性質について (琉球大学工学部：原久夫)
- 16 飽和粘性土の時間効果に関する分類と考察
(琉球大学工学部：下地浩之)
- 17 締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について (その 3)
(㈱沖縄建設技研：砂川徹男，当山清己)
- 18 粘性土の圧密特性
(㈱沖縄技術コンサルタント：新城龍夫，吉沢光三，平良聰)
- 19 乾燥砂の単純セン断特性に関する実験的研究 (その 1)
(琉球大学工学部：許光瑞，加藤進，大城林，浦添市役所：金城隆雄
㈱国場組：町田宗直)
- 20 乾燥砂の単純セン断特性に関する実験的研究 (その 2)
(琉球大学工学部：加藤進，許光瑞，大城林，浦添市役所：金城隆雄
㈱国場組：町田宗直)

第2回沖縄土質工学研究発表会

1. 練り返し再圧密した島尻粘土のクリープ特性
(琉球大学工学部:原久夫)
2. 段階急速圧密試験
(㈱沖縄技術コンサルタント:平良聰, 稲福清美, 吉沢光三)
3. 締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について(その5)
(㈱沖縄建設技研:砂川徹男, 當山清巳)
4. 乾燥砂の単純セン断特性における実験的研究(その3; セン断強度と粒子間摩擦角)
(琉球大学:許光瑞, 加藤進, 田仲恵美)
5. 国頭礫層の特性について
(北部ダム事務所:五道仁実, 松隈宣明, 仲里純勇)
6. 琉球石灰岩の路盤材としての規格の再検討
(財)沖縄県建設技術センター:松島良成)
7. コンクリート再生路盤材料の現場利用について
(財)沖縄県建設技術センター試験研究部土質室:平良勝則, 小野恵助
松島良成, 安田隆)
8. 石炭灰利用による改良土壤での芝栽培試験
(㈱鴻池組:中澤重一, 篠原淑郎, 牛尾弘行)
9. 最近の新しい土木材料について
(三菱油化株式会社:新谷秀人)
10. 琉球石灰岩層における橋梁基礎杭の載荷試験
(沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課:中野敏彦, 与那嶺和史
沖縄総合事務局石垣港工事事務所:田仲康時)
11. 琉球石灰岩の載荷荷重と変形の関係
(琉球大学工学部:嶺井直樹, 上原方成)
12. 細粒分を含む砂質地盤のS C P設計法の海上工事への適用
(不動建設株式会社特殊工法事業本部研究室:水野恭男
山本実, 中角功)
13. 中城湾港新港地区の埋立て工事の実情について
(沖縄県土木建築部中城湾港建設事務所:兼次一郎, 喜屋武元秀
株式会社協和建設コンサルタント:城間永誠)
14. 深層混合工法による護岸基礎の設計と施工例
(日本深層地盤改良協会沖縄支部:福田利夫, 有限会社大久組:照屋馨)

15. 屋嘉トンネルの地質と施工
(沖縄県土木建築部北部土木事務所：富永実広，玉城孝哲
比嘉和夫，多和田真忠)
16. 残留強度測定に必要なせん断変位
(琉球大学農学部：宜保清一，森英勇，赤嶺光宏
沖縄県北部農林土木事務所：仲村哲)

第3回沖縄土質工学研究発表会

1. 砂のセン断抵抗角に関する一考察

その1：三軸圧縮試験結果

(琉球大学：許 光瑞，加藤 進，田仲 恵美)

2. 砂のセン断抵抗角に関する一考察

その2：単純セン断試験結果

(琉球大学：加藤 進，許 光瑞，田仲 恵美)

3. 島尻海成粘土の急速圧密

(株)沖縄技術コンサルタント：吉沢光三，平良 聰)

4. 実測沈下曲線による種々の沈下予測法の適用性について

(琉球大学工学部：原 久夫)

5. 那覇市地盤情報のデータベース化について

(琉球大学工学部土木工学科：

石垣 里彦，久野 聰，上原 方成，原 久夫)

6. 鏡原高架橋における島尻層泥岩を支持層とした鋼管杭の根入れについて

(南部国道事務所：工務課長：緒方 良一，

監督官：饒波 正史，技官：大城 照彦)

7. 構造物基礎の支持層としての新里層泥岩の地盤特性

(株)中央建設コンサルタント：砂川 昌逸，伊野波 盛義)

8. 名護横断道路1号橋の深基礎杭の設計について

(北部国道事務所：金堀 賢司，当山 全浩)

9. 深層混合工法による建築基礎工事の施工例

(日本深層地盤改良協会沖縄支部：福田 利夫

有限会社 大久組：照屋 譲)

10. 多数アンカー式擁壁工法による擁壁・土留めの設計と施工
(城辺町役場：島尻 敏男, 岡三興業(株)：丸山 健吉,
菊池信夫, 小溝 明宏)
11. ジオグリッドを用いた山間地道路盛土の設計と施工
(石川市役所：新垣 勇誓
(株)八代エンジニアリング：久高 勉
三井石化産資(株)：木下 栄治, 末石 辰広)
12. 三成分コーン試験による海底地盤特性の把握
(沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課：
古川 正美, 中野敏彦)
(沖縄総合事務局那覇港工事事務所：
前原 弘海, 生巣 武)
13. 琉球石灰岩の路盤材料としての特性（試験舗装追跡調査）
(財)沖縄県建設技術センター：
平良 勝則, 宮城 武敏, 松島 良成, 安田 隆)
14. コンクリート再生路盤材料の現場利用について（中間報告）
(沖縄県建設技術センター試験研究部：
平良 勝則, 宮城 武敏, 安田 隆, 松島 良成)
15. 国頭マージにおける切土法面勾配について
(北部ダム事務所：松隈 宣明, 仲里 純勇, 松本 治男)
16. 国頭まあじの法面崩壊について
(琉球大学工学部土木工学科：
徳元 秀光, 重村 将, 上原 方成, 原 久夫)

第4回沖縄土質工学研究発表会

1. ユニトンネル工法による島尻層泥岩地帯の長距離推進工事

(○目黒 隆・楠木新一・公文敏浩・河島敬二([株]白石 福岡支店)

2. 沖縄における垂直擁壁の設計・施工の提案

(○小浪岳治・丸山健吉・江口哲志(岡三興業[株])

3. 町道竹富一周線における特殊舗装について

(○大城善昭(沖縄県土木建築部道路維持課)

4. 国頭マージ土の安定処理工法に関する実験的研究(その1)

(○新垣政弥・照屋 孝・座喜味 学・上原方成(琉球大学工学部)

5. 国頭マージの路床土としての締固の特性

(○安里嗣也・松島良成・福地保泉([財]沖縄県建設技術センター)

6. 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討

(○松島良成・宮城武敏・親川 剛・安里嗣也

([財]沖縄県建設技術センター)

7. 比抵抗映像法による琉球石灰岩の空洞調査

(○角 和衛・吉田真一(応用地質[株] 九州支社)

8. ダム工事により発生する濁水の電気処理について

(○宇梶 実・澤本重成

(沖縄総合事務局北部ダム事務所瑞慶山出張所)

9. 地すべり土の残留強度測定について

(○福嶋 博・宜保清一(琉球大学農学部)

10. 沖縄の基礎地盤情報について(その1)

(○石垣里彦(沖縄総合事務局)、上原方成・原 久夫(琉球大学工学部)

11. 定ひずみ速度圧密試験の島尻粘土への適用について

(○喜舎場 辰哉(浦添市役所)

上原方成・原 久夫(琉球大学工学部)

12. 砂のせん断抵抗角に関する一考察(その3:過圧密の影響について)

(○許 光瑞・加藤 進(琉球大学工学部)

13. 島尻粘土における圧密応力経路の差異による非排水せん断特性

(○吳屋健一・原 久夫・上原方成(琉球大学工学部)

14. 浅層土中温度の変化と表層土の劣化に関する基礎的研究

(○座喜味 学・新垣政弥・照屋 孝・上原方成(琉球大学工学部)

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
(株)あすもり建設コンサルタント	1
(株)岩下建技コンサルタント	2
(質)浦添土建	2
(株)大城組	2
(株)大富建設コンサルタント	3
(質)大野産業	3
(有)大久組	3
応用地質(株)	4
岡三興業(株)	4
(株)沖技	4
(株)沖縄維持開発	5
(株)沖縄環境興発	5
沖縄基礎(株)	5
(質)沖土質コンサルタント	6
(株)沖縄建工	6
(株)沖縄建設技研	6
(株)沖縄土木設計コンサルタント	7
(株)沖縄物理探査	7
(株)オモト建設コンサルタント	7
岩水開発(株)	8
錦城護謨(株)	8
(株)協和建設コンサルタント	8
(有)グリッド商事	9
(株)鴻池組	9
(株)國場組	9
(株)芝岩エンジニアリング	10
上城技術情報(株)	10
(株)城南設計コンサルタント	10
(株)誠研舎	11
清光研究所	11
成幸工業(株)	11
(株)ソイル開発	12
(株)大栄組	12
大晋建設(株)	12
(株)大東エンジニアリング	13
(株)中央建設コンサルタント	13
南西プラント工業(株)	13
(株)日興建設コンサルタント	14
日本深層地盤改良協会沖縄支部	14
不動建設	14
三井石化産資(株)	15
ユニオン土木設計(株)	15
(有)琉球公共基礎	15
琉建設(株)	16
(株)太陽	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
取締役営業部長 比嘉武光
取締役測量部長 大島大山

本社 〒901-21 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
常務取締役 親川勇
常務取締役 具志堅古明

本社 〒901-21 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

測量全般、一般土木、農業土木、上下水道の調査
計画・設計、都市計画、土質調査、施工管理



株式
会社

あすもり建設コンサルタント

代表取締役 宜名真吉弘

本社／浦添市伊祖1丁目21番2-301号

☎ (098) 879-1366 · FAX (098) 879-1363



土木・農業土木・調査、測量、計画
設計・土質・地質調査・施工監理

株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地 巖 取締役常務 下地 清雄
取締役専務 仲本 政功 取締役土質部長 長堂 嘉光
本 社 〒901-21 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 沖縄県平良市下里1338-2
☎ (09807) 2-6906

総合建設業

合资会社 浦添土建

代表者 儀間 一由

〒901-21 沖縄県浦添市字仲間1501番地
☎ (098) 877-3134代



株式会社 大城組

代表取締役社長 大城 武男

代表取締役専務 上原 和男

本 社 / 沖縄県浦添市勢理客322番地

〒901-21 ☎ (098) 877-3625

東京事務所 / 東京都千代田区平河町1丁目8番2号

山京半蔵門パレス302号室

〒102 ☎ (03) 3237-0813



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役 玉那覇定富 取締役 宮城宥
専務取締役 上原武雄 取締役 与那嶺肇
常務取締役 宮田旭 取締役 比嘉一郎

本 社 〒901-21 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
福岡事務所 〒818 筑紫野市大字俗明院276番地の1
(オリエントハイツ朝倉街道304号)
電話 (092)921-2684
FAX (092)922-8238

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。

「粒調新路盤材」 下層路盤材／ホワイトコーラル(C-40) 製造販売
上層路盤材／ホワイトコーラル(M-40)



合資会社 大野産業

代表者 当野幸盛

本 社 南風原町字新川345番地 ☎098-889-4303(代)
たから工場 東風平町字高良267-2番地 ☎098-998-3065(代)

特殊技術で県土を築く総合建設業



有限公司 大久組

代表取締役 大城光久

工事部次長 照屋馨

本 社：浦添市勢理客555番地の2
☎ (098) 876-5680

FAX (098) 876-9656

那覇営業所：那覇市港町2丁目2番地の3
☎ (098) 868-5180

當業種目

地災維持対管質害理・計測工事・測機量器の開設計・災害施設及工び調管販查理売



應用地質株式会社

九州支社長 入佐純治

沖縄営業所長 吉田祥一

本社 東京都千代田区九段北4-2-6 ☎ 03-3234-0811
九州支社 福岡市南区井尻2-21-36 ☎ 092-591-1840
沖縄営業所 沖縄県浦添市伊祖1-32-8 ☎ 098-879-4956

土木資材、新工法のパイオニア

多数アンカー擁壁 テンサーの

岡三興業株式会社

沖縄営業所

所長瀬頭

〒900 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 FAX 098-862-6251

當業種目

建設コンサルタント業務・測量業務

地質・土質調査業務・施工監理業務



株式会社 沖技

代表取締役社長 小波戻政良

代表取締役専務 比嘉龍三郎

専務取締役 金城正雄

常務取締役 兼城昇

事務所：浦添市屋富祖3丁目33番3号（山城ビル2F）

土質試験室：浦添市屋富祖3丁目33番3号（山城ビル1F）

電話（098）878-6575（代）

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

本社 〒902 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 〒901-22 宜野湾市志真志618
電話(098)898-8333
FAX(098)898-8334

<道路事業部>



交通安全施設工事
道路標識、その他標識
道路区画線及び塗装工事
土木工事全般

<環境事業部>

路面及び側溝掃除
上水道管更生工事
下水道管路維持管理

株式会社

沖縄環境興発

代表取締役 西平守光

本社 那覇市首里石嶺町1-161-4 ☎ (098)885-4567
中部事業所 宜野湾市野嵩1-5-18 ☎ (098)892-8039
FAX(098)892-4567

☆☆☆営業種目☆☆☆

測量全般・土質調査及び試験・地下水調査・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

代表取締役 金城善美
専務取締役 米藏敏博
常務取締役 宮城政義

〒901-21 沖縄県浦添市牧港1-62-19(大永建設ビル)
電話(098)876-5436(代)
FAX(098)876-5413

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・機器探査業務・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 建設コンサルタント業(63) -2734号
測量業(7) -4599号
地質調査業(1) -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

交通安全施設資材販売及び施工
一般土木建設資材販売
特殊土木資材販売及び施工



株式
会社

沖縄建工

代表取締役 伊保みね子

本社 〒900 沖縄県那覇市字泊3-1-19
TEL (098) 869-8878
FAX (098) 869-8879

南部営業所 〒901-03 沖縄県糸満市阿波根635
TEL (098) 994-6602

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



沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川徹男
技術専務 取締役 富田清
取締役 粟国明
取締役 金城真明

〒901-21 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号 ☎ (098)876-4805(代)
FAX(098)878-7230

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

當業種目 | 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
取締役専務 川満栄
取締役常務 吉川正英

〒901-21 沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号

☎ (098) 877-4634 FAX (098) 876-0759

磁気探査・地質・海洋調査・測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(2)-13320号
沖縄県磁気探査事業協同組合員

代表取締役 平良恒男

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

當業種目

測量業・地質調査業
建設コンサルタント
鉄筋コンクリート構造物の塩害調査



株式会社 オモト建設コンサルタント

測量業登録第(4)-9047号
建築業登録第293-727

代表取締役 成底弘敏
取締役支店長 唐真清原

本社 〒900那覇市字天久816番地 八重山支店 〒907石垣市字新川155-14番地
電話 098(863)6782-6783 電話 09808(2)2743
FAX 098(861)3830 FAX 09808(3)1138

- 各種推進工事 小口径管推進・泥水シールド・刃口推進
 ●薬液注入工事 (PAT) 瞬結型・乳液型・懸濁型・溶液型
 営業種目 ●地盤改良工事 (PAT) SSS-G・セミパイプ (家屋・ビルの基礎地盤)
 ●調査・設計・施工 土質及び地質調査・注入工事の設計・施工
 ●注入材料の販売 岩水3号・6号・ミクロメント・瞬結剤



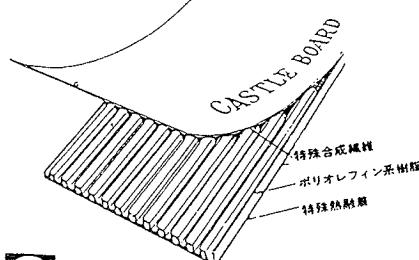
岩水開発株式会社

沖縄営業所長 長嶺 修

沖縄営業所 〒900 那覇市泉崎1-14-16 ☎ (098) 867-9265
 (マチダビル5階) FAX (098) 869-1080

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 大阪府八尾市跡都北の町1丁目4番25号
 TEL 0729 (92) 2321-9

東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目33番地8号
 TEL 03(433)2631-3(新橋S-Sビル)

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 沖縄県那覇市首里石嶺町20239
 TEL (0988) 84-2574 (代)
 FAX (0988) 86-2512
 本社 〒902 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 東江憲六

専務取締役 謝花善昭

常務取締役 島袋定雄

取締役 宮城吉夫

土質部長 仲村起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098) 879-5016

取り扱い品目

●土木資材

※暗渠パイプ

*ネトロン・ネオドレーン・ネオカルドレーン・カルドレン
スパイラル管・スーパー管

※板状排水材

*カルドレーン

※高盛土工法

※布状排水材

*タフネル

*テンサー・ネトロンシート

※深層改良材

*タフネルドレーン

三井石化産資（株）総代理店

（有）グリッド商事

〒900 那覇市曙2丁目22番16（協進ビル5F）

電話（098）863-5710

FAX（098）863-5718



株式会社

鴻池組

取締役社長 鴻池 一季

沖縄営業所長 牛尾 弘行

本 社／大阪市中央区北久宝寺町3丁目6番1号

☎ 06（244）3500

沖縄営業所／那覇市安里102番地（日生安里ビル）

☎ 098（868）1914

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式
会社

國

場

組

KOKUBA - GUMI CO., LTD

代表取締役社長 國場 幸治

本 社 〒900 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号
☎ (098) 863-3141 (代) FAX 863-7989

東京支社 〒100 東京都千代田区丸ノ内1丁目8番2号(第二鉄鋼ビル3階)
☎ (03) 3213-4431 (代) FAX 3215-3477

大阪支店 〒540 大阪市中央区谷町3丁目4番5号(中央谷町ビル3階)
☎ (06) 945-0598 (代) FAX 945-0326

福岡支店 〒812 福岡市博多区博多駅東1丁目12番8号(加月ビル8階)
☎ (092) 472-4231 (代) FAX 474-3049

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 上地竹芝 専務取締役 与那覇強

本社 〒901-21 浦添市屋富祖3丁目33番3号（山城ビルF）☎ 098(879)4325(代)
那覇支店 〒900 那覇市上間236番地 ☎ 098(854)4181

文明を創造する技術のネットワーク

五五 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

代表取締役 宮城富夫

〒901-21

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

自然……人類とのふれあい。

建設コンサルタント：建設大臣登録 建3第4724号
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923号
測量設計・建設大臣登録 第(1)-14307号
土地家屋調査士事務所：登録 第302号



株式会社 城南設計コンサルタント

代表取締役 大城克彦
専務取締役 前川章
技術士（農業土木部門）
常務取締役 中村了一
技術士（道路部門）
常務取締役 高嶺正邦
設計部長

本社 〒904-04 沖縄県国頭郡恩納村字富着1569 TEL (098) 964-2642(代)
FAX (098) 965-0491

那覇営業所 那覇市首里当之蔵町2-15-2 TEL 098(887) 6646
宜野湾市字宇地泊461 TEL 098(898) 6476
沖縄市比屋根1081-3 TEL 098(932) 1221
石川市字石川457 TEL 098(965) 4045
名護市字宮里453-7 TEL 0980(53) 1363

當業品目

土質・地質 力學試驗機總合製造販売・研究設計
土の物理試驗・一軸圧宿試驗機・三軸圧宿試驗機
せん断試驗機・圧密試驗機・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 東京都台東区東上野1-28-5

電話 (03) 3834-4201

FAX (03) 3834-0825

地盤・都市災害・地盤改良（計画・調査・設計）

都市廃棄物処理に関する調査・計画・設計

制御システム及びソフトの開発

清光研究所

代表者 吉沢光三

〒901-21 沖縄県浦添市仲間50-3

TEL 098(877)4859

FAX 098(877)6445

SMW工法

わが国最大のソイルセメント地中連続壁施工
実績を有する画期的遮水性土留壁工法

●山留め専門会社

成幸工業株式会社

本 社 大阪市西区阿波座1-13-13

☎ 06-531-8801 (代表)

沖縄営業所 那覇市曙2-14-15

☎ 098-862-8306

支 店 東京・札幌・名古屋・福岡

営 業 所 サンフランシスコ・パリ・バンコク・台北

技術と信頼で、未来を築きます。

◇ 営 業 種 目 ◇

地すべり対策工事・各種アンカーワーク事
土質調査・さく井工事・グラウト工事
一般土木・建築工事・吹付け工事
調査・設計・地盤改良工事

(Soil) 株式会社 ソイル開発

代表取締役社長 下地康之

取締役専務 津波古正史

沖縄県浦添市字経塚179番地の2

電話 098-878-5960

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

取締役副社長 大嶺永夫

本 社 浦添市字勢理客555番地

☎ (098) 877-8556(代)

FAX (098) 876-5664

北部営業所 名護市字世富慶415番地

☎ (09805) 2-1570

技術と誠意で地域社会に繁栄に貢献する



総合建設業

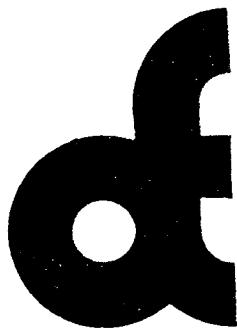
大晋建設株式会社

代表取締役会長 大城重信 代表取締役社長 大城元臣

本 社 浦添市巻港5丁目6番8号(沖縄県建設会館5F) ☎ (098) 876-7777(代) FAX (098) 876-7888

土木部 那覇市繁多川4丁目11番6号 ☎ (098) 832-0345 FAX (098) 832-1824

確かな手応えを未来へ



株式会社
大東エンジニアリング

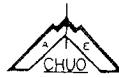
土木設計・地域計画・都市計画
交通計画・環境計画・地質調査
測量・土地区画整理・施工管理

代表取締役社長
大城榮篤

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市字勢理客555-2
TEL098-878-1381 FAX098-876-0793
北部営業所 TEL0980-52-6341

営業種目

土木関係の調査・計画・設計
監理・測量全般・地質・土地調
査・試験、地下水調査及び開発
磯気探査・交通量調査・道路交通網計画



株式
会社 **中央建設コンサルタント**

代表取締役	砂川	晃昌	章逸
専務取締役	砂川	嘉定	喜
常務取締役	比嘉	利和	夫
取締役	友天	久武	志
取締役	天砂	久川	光
監査役			

〒901-21 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

南西プラント工業株式会社

代表取締役 木村義明

〒900

沖縄県那覇市字天久902番地

電話 098(868)2656 FAX 098(863)1659

営業種目 | 建設コンサルタント業務・測量及土地家屋調査土業務
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

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差した地盤改良工法の確立を目指す。

日本深層地盤改良協会 沖縄支部

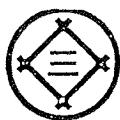
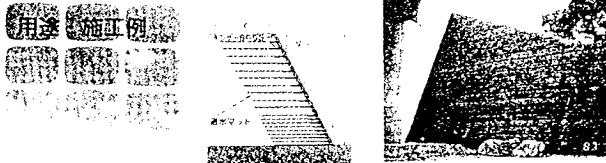
支部長 福田利夫
沖縄県浦添市勢理客555-2
TEL 098 (879) 6710 代表

—技術と誠実で奉仕する—

不動建設

取締役社長 式村 健
沖縄営業所長 岩満 清水

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



三井石化産資株式会社

福岡営業所 〒810 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 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) 864-1336

営業種目

建設コンサルタント業務・測量業務

地質・土質調査業務・施工監理業務

電算による製図業務



ユニオン土木設計株式会社

代表取締役社長 宮城盛夫

専務取締役 与那嶺照男

事務所 沖縄県浦添市字小湾446番地 (VFWビル)

電話 (098) 879-0273・0274

FAX (098) 878-0282

地質・土質調査・土質試験・磁気探査・地滑り対策工事

有限会社 琉球公共基礎

〒901-13

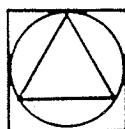
本社 沖縄県島尻郡与那原町字与那原2319-1

研究室 沖縄県島尻郡与那原町字与那原2319-2

本社事務所 電話 098(946) 4587

FAX 098(946) 0995

土木設計・測量全般・土質調査・都市計画・土地区画整理
造園設計・建築設計・設備設計・工事監理・その他



琉建設株式会社

代表取締役社長 瑞慶覽 頴
代表取締役専務 安室雅夫
取締役設計部長 兼次 稔

沖縄県浦添市字沢岐 1403 番地の 1
(琉信レジデンスたくし 1 階)
TEL (098) 877-2622
FAX (098) 877-7297

企画・印刷及び大型カラーコピーの御用命は



株式会社 太陽

代表取締役 當野茂雄
専務取締役 赤嶺喜孝

〒901-21 沖縄県浦添市安波茶265-1(サンシティビル1F)
☎(098)876-4188・(098)879-5177(FAX兼用)

表紙写真説明

『首里城』

古都・首里の杜にそびえ立つ城郭を望む。かつて、琉球国王の居城としてその隆盛を誇った首里城。広く諸外国との大交易の中で、中国文化の影響を受けながらも、独創的で華麗な琉球王朝文化を築き、政治の拠点として君臨してきた。

その威風堂々たる城壁は、高度の土木・建築技術の枠を集め名工の匠たちによって築造され、当時の威儀を誇っている。久慶門や歓会門などの外郭城門は、琉球建築独特のアーチ様式を生み出した。そして、朱色にきらめく首里城正殿は、中国紫禁城の大和殿を彷彿させながら琉球のアイデンティティを守り続けてきた。

五百年に及ぶ栄枯盛衰の歴史の中で、王位継承による乱や幾多の火災に遭遇し、我が国で唯一、悲惨な地上戦があった第二次世界大戦では焦土と化した首里城。薩摩の侵入、米国ペリー提督の来琉、そして、首里城明け渡しなど常に歴史的出来事の表舞台にいた首里城が、どの時代に誰によって築城されたかは定かでない。

波乱万丈の歴史を歩んできた首里城の勇姿が、その静寂の中から琉球の風を興し、王朝文化の象徴として再び甦ろうとしている。それは、私たちに、夢とロマンをなげかけてくれるだろう。その復元に伴う歴史的遺跡や文化財の保存に果たす土質工学的技術が、いま、脚光を浴びようとしている。

写真提供：琉球新報社

第五回 沖縄県土質工学研究発表会

講演概要集

平成4年11月18日 発行

編集 第五回沖縄土質工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄土質工学研究会
〒903-01 沖縄県西原町字千原1
TEL(098)895-2221(内線2743)

印刷 株式会社 太陽
〒901-21 浦添市字安波茶265-1
TEL(098)876-4188