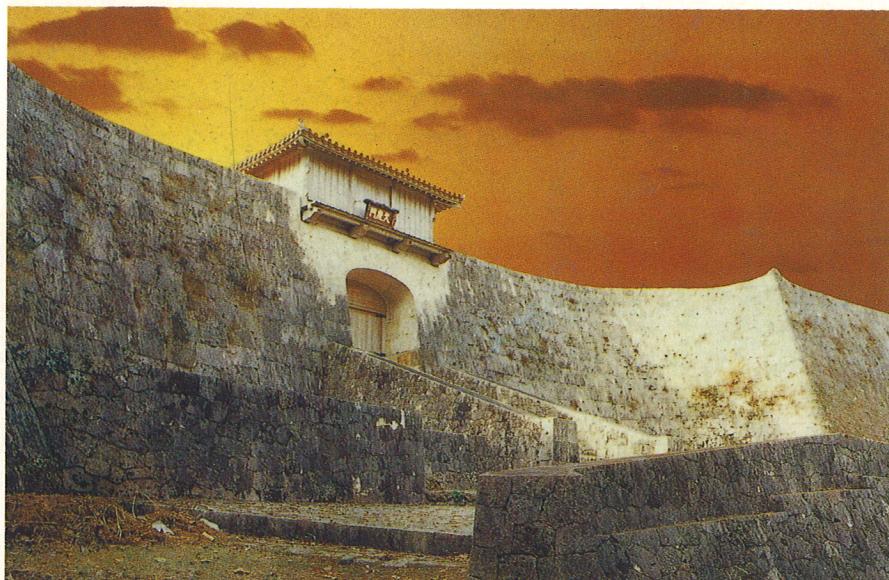


第一回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集



1988年11月13日

沖縄土質工学研究会

第一回沖縄土質工学研究発表会開催にあたって

沖縄土質工学研究会会長

琉球大学教授 上原方成

土は、地盤は、地域に密着した対象としての調査・研究が特に望まれるものであり、それ故に、Regional soils、特殊土（ローカル土）などに関する国内および国際的シンポジウムや勉強会がしばしばもたれ、お互いの情報交換と共に問題意識とを深めています。そのために私共は、土質力学（Science）と土質工学、地盤工学（Technical art）を一体として、真理の探求と現実問題の解決に向けて協力しあい、常に原点にたちかえって、簡明直截な原理に忠実であり、かつ室内試験（Laboratory tests）と野外観測・測定（Field observations and measurements）の重要さを認識しなければならない＜R，B，Peck＞と思います。そして、単なる学術的、技術的関心と利用の面からではなく、対象群一現象群一解析手法を三軸とした＜柴田徹＞予知・予測の工学として、また、総合的、学際的工学として、地域の地盤関係問題に対して、環境アセスメントをも含む種々の分野で、実際的に貢献・寄与できるよう、日頃から切磋琢磨してゆきたいものです。

このような考えを私自身もち続けていましたが、コンサルタント、現場、職域からの声もあり、特にY氏、H氏らが積極的にこのことを提案し、それに学内のH、K助手らも動き出し、昨夏に「沖縄土質工学研究会」を発足させ、今回の企画をうちだしました。まさに、1ヶ年かけた計画の実現であり、その成果として多くの意欲的なテーマ情報やペーパーがもちこまれ、非常に喜こんでおります。ともかく第一回目の発表会でもあり、十分なものとはならないかもしれません、回を重ねて充実してゆき、沖縄における土質工学調査・研究の底辺を拡げ、その結実が地域社会へ還元できるように念じております。

願わくば、来年以降も、本会々員諸氏や沖縄の土質・地盤問題に関心をお持ちの方々の貴重な経験と調査・研究の成果のまとめとその発表が増え、多くのみなさんの聴講と討議への参加が得られますよう期したいものです。

末尾ながら、今回の発表会へ物心両面から、御助力いたゞきました関係機関、各企業ならびに会員諸氏に対して、厚く御礼申し上げます。

1988年11月13日

目 次

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
- 2 琉球石灰岩の路盤材としての特性……………
(財)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 …… 6
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……………
(株)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)…… 8
- 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)…… 10
- 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 …… 14
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)…… 18
- 7 PHC パイルと SF パイルの比較試験……………
(琉球大学工学部：比嘉盛勝，許光瑞，大城正治，宮城次郎)…… 20
- 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 …… 24
（㈱飛島建設：玉城政繁）
- 9 急傾斜崩壊危険箇所…(㈲日興建設コンサルタント：新垣善則，新城三男)…… 26
- 10 宮古島の地すべり……………
(㈱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)…… 30
- 11 補強土工法と施工例…………… (三井石化産資㈱：高岡恭三)…… 32

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……………
(㈱沖縄技術コンサルタント：吉沢光三，小波蔵政良，平良聰)…… 36
- 13 島尻層群泥岩土（軟質土）の力学特性……………
(㈱沖縄建工：伊保敏彦，㈱沖縄技術コンサルタント：吉沢光三，平良聰)…… 38
- 14 粘性土の力学特性(その1)…(㈱沖縄技術コンサルタント：平良聰，吉沢光三)…… 40

- 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)…… 42
- 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)…… 46
- 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)…… 50
- 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)…… 52
- 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 …… 54
㈱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 …… 56
㈱国場組：町田宗直)

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企画指導係長 吉岡 幹夫

1. まえがき

沖縄地方における特殊土としては、コーラルリーフロック、国頭まあじ、島尻層泥岩等があり、従来よりその施工、処理方法並びに有効利用については、その都度各現場において独自に工夫しながら対処しているところである。

今回の調査は、これまでの特殊土に係わる成果を総合的に評価するとともに、その適用化をさらに一歩進めることにより、道路事業におけるローカルマテリアルの有効利用を促進することを目的とし、琉球大学の上原教授を委員長とする「沖縄特殊土の有効利用に関する研究委員会」の指導の下、昭和60年度より検討を進めているところである。

2. 沖縄地方における特殊土

2. 1 コーラルリーフロック

コーラルリーフロックは、琉球石灰岩の一部でまだ固結していない続成中のものをいい、白濁色～淡黄色を呈して、ほとんど炭酸カルシウムからなり、沖縄地方では「いしごう」と呼ばれている。コーラルリーフロックは、その生産方法によって”流しコーラル”と”クラッシャーランコーラル”に分けられる。前者は採取されたコーラルを流しと称するバースクリーンを通して大塊を取除き、主に路床材や下層路盤材として用いられ、後者は、流しコーラル中の大塊をクラッシャーにかけて破片とし、主に下層及び上層路盤材として用いられている。

2. 2 国頭まあじ

国頭まあじは、非石灰質の国頭礫層や琉球層群以前の基盤岩類の風化土をいい、色はほぼ赤褐色ないし黄褐色で亜熱帯地方特有のラテライトに見掛け上よくており、比較的急峻な山地で沖縄本島中北部、石垣島、西表島、久米島などに多く分布している。一般に粘性土的なものは、自然含水比が高く、締固め際しては過転圧現象を生じることが多いようである。

2. 3 島尻層泥岩

島尻層群は、第三紀中新世にかけての海成堆積物で、下位から豊見城層、与那原層、新里層の三層に細分される。特殊土でいう島尻層泥岩は、与那原層と新里層の泥岩を総称し、沖縄地方では”くろや”,”島尻粘土(島尻クレイ)”としても広く呼ばれている。島尻層泥岩は、地盤の中では良好な支持層と見なされるが露出した自然斜面では多くの崩壊や滑りが発生することが知られている。さらに泥岩は堀削運搬し盛土するときに大気にさらされたり自由水が発生すると吸水膨脹による強度低下やスレーキング現象による細粒化などを起こし、不安定になりやすい。

3. 建設事業に伴う建設残土調査結果

公共事業における特殊土の利用実態について、関係機関(国、県、日本道路公団)へアンケート及びヒアリング調査を行った。国、県の道路工事においては、切土は発生するが盛土作業は少なく、全堀削土量の約70%が残土として扱われており、特に土質が悪いため捨てているケースは少なかったが、実際使用した場合土質上の問題がなかったは不明である。路盤材にはクラッシャーランコーラルと流しコーラルを使用しているが現在のところ問題のない状況であった。

日本道路公団は、堀削土も含めてその地区で盛土材として流用しており、特に島尻層泥岩は石灰安定処理を行って上部路床材としている。

又、調査を通して特に道路工事で問題として取上げられたのは、島尻層泥岩の施工処理と法面保護工の件であった。

4. 特殊土の室内試験

4. 1 物理試験

流しコーラル、国頭まあじ、島尻層泥岩の3つの特殊土について、自然含水比、比重試験、粒度試験等の物理試験を行った。

試験結果からみると、自然含水比、比重については3者に大きな違いは見られなかった。粒度特性は、島尻層泥岩、国頭まあじとも細粒分が多く含まれており、このような材料は水を含むと軟弱化しやすいので注意が必要であると思われる。流しコーラルは、土粒子が粗粒から細粒まで広く分布しており、締固めしやすい土であるといえる。コンシステンシー特性をみると島尻層泥岩、国頭まあじは塑性指数が大きく、一般に塑性指数が大きいほど吸水による強度低下が著しいといわれており、降雨時等で含水比が液性限界を越えた時には土工上困難な事態がになることがうかがわれる。流しコーラルは、塑性限界が測定できず塑性状態になることがほとんどないことを示している。

表-1 室内試験結果

項目	試料	島尻層泥岩	流し コーラル	国頭まあじ
		Wn %	24.6	12.0
比 重 Gs		2.746	2.720	2.721
粒度特性	最 大 粒 径 mm	2.0	50.8	19.0
	礫 分 (2.0mm以上) %	—	63.7	13.5
	砂 分 (74μm~2.0mm) %	27.5	20.9	40.0
	シルト分 (5μm~74μm) %	44.5	8.1	11.0
	粘土分 (5μm以下) %	28.0	7.3	35.5
	均等係数 Uc	—	1,300	—
コンシス テンシー 特 性	曲率係数 Uc'	—	6.2	—
	液性限界 WL %	62.6	19.4	55.0
	塑性限界 Wp %	30.9	N.P.	27.8
特性	塑性指数 IP	31.7	—	27.2
	日本統一土質分類	CH 粘 土	GM シルト質礫	SC 粘土質砂

4.2 島尻層泥岩の安定処理室内試験

ヒアリング調査で得られた問題の一つである島尻層泥岩の処理方法について検討するため、無添加のものと、セメントと消石灰をそれぞれ3、5、7%（乾燥重量比）添加したものとを比較することにより安定処理室内試験を行った。その結果は次のとおりである。

締固め曲線 ———無添加とセメント添加はほぼ似たような曲線になっているがセメント

添加の方が多い乾燥密度が大きい。消石灰は無添加より乾燥密度が小さく、特に添加量が多くなるとその傾向は大きい。

添加量と CBR ——セメント添加は、突固め回数と添加量が多くなると CBR も大きくなる。消石灰は突固め回数によって CBR は大きくなるが添加量が 3%になると CBR は次第に小さくなる傾向を示した。

一軸圧縮試験 ——セメント添加は添加量が多くなると強度も大きくなり、添加量 3% で無添加の約 2 倍になっている。消石灰は添加量を多くしても無添加とあまり大きな差がなかった。

図-1 添加量と CBR の関係

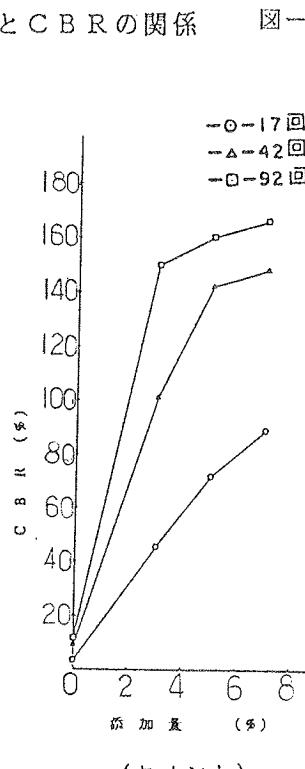
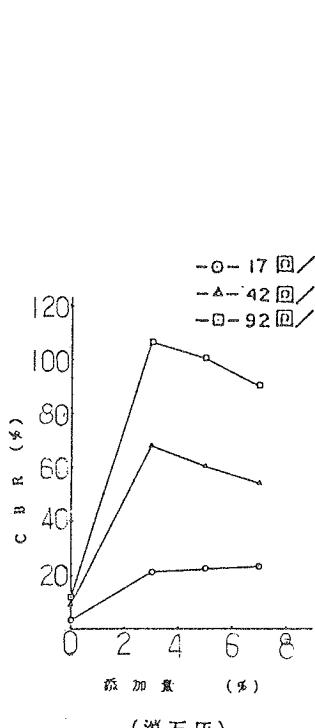
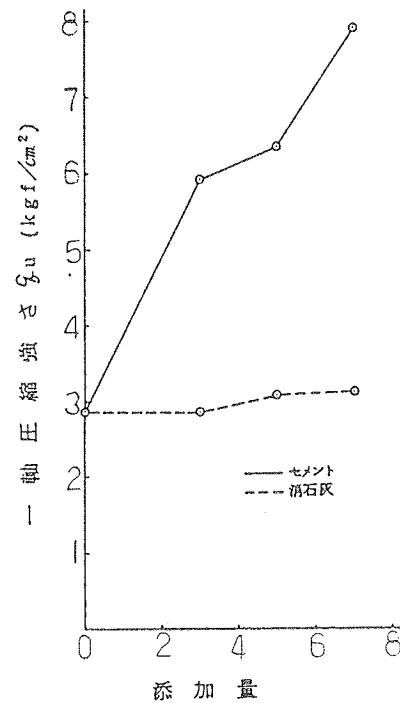


図-2 添加量と一軸圧縮強さの関係



5. 1 島尻層泥岩の試験施工

試験施工は島尻層泥岩が道路材料として有効利用できるものか、又施工性及び安定性を確認するため下記に示す4種類について実施した。測定項目は現場密度、現場CBR、たわみ量である。なお、安定処理の添加量は、室内試験結果と日本道路公団の試験施工実績等を考慮して決めた。

- ① 島尻層泥岩（新鮮）——無処理
- ② 島尻層泥岩（1年放置）——無処理
- ③ ②材のセメント安定処理（添加量3%）
- ④ ②材の消石灰安定処理（添加量3%）

試験は1ブロック（1工区）5m×50mで一層20cm（転圧後の仕上り）の盛土を2層行つた。安定処理工区は、1ブロックを3レーンに分けてスタビライザで粉碎混合した。混合回数は1回で深さは約20cmである。盛土転圧はタイヤローラーで10回行つた。その後1週間養生してからダンプトラックの走行試験（2,000台走行）を実施した。又、施工後引続き追跡調査（4, 6, 9ヶ月後）も実施した。その結果は次のとおりである。

現場密度——無処理工区の締固め度は、1, 2層とも10回転圧で90%強になったが、安定処理工区の締固め度は、90%以下で転圧不足であった。追跡調査の結果では、各工区とも2層目20回転圧後より締固め度、平均乾燥密度とも小さくなっている。又含水比は9ヶ月の放置期間で2.8%～5.5%増加した。その中でセメント安定処理が5.5%と一番大きく、逆に石灰安定処理が一番小さかった。
たわみ量——最大変位量は、施工基面で3～4mm程度あったが試験盛土及び走行試験の終了後では次第に小さくなつておらず、走行試験終了時には消石灰安定処理では1mmとなり、他の工区でも2mmに収束した。追跡調査結果では、無処理工区が9ヶ月で走行試験終了時の3.0倍、2.3倍と大きく増加しているのに対して、安定処理工区では特に消石灰処理工区が1.3倍と無処理工区に比べて小さいものとなっている。

現場CBR——2層目転圧後の現場CBRは、消石灰安定処理工区の値がやや小さかった以外はほぼ20%程度あった。走行試験終了後の現場CBRは、ダンプトラック走行跡ではどれも大差が見られなかつたが、未走行では無処理工区のほうが約10%程度大きくなつた。追跡調査結果では、無処理工区は盛土放置4ヶ月後で走行試験終了時の半分以下まで小さくなつたが、安定処理工区では、盛土放置4ヶ月後では無処理ほど大きな低下は見られず、逆に消石灰安定処理は51%と増加しており、最終的にはセメントが13%、消石灰が26%となつた。

表-2 試験施工結果

測定条件		ブロック名	1 (新鮮)	2 (1年放置)	3 (セメント)	4 (消石灰)
室内試験結果 (%)			5.7	4.9	75.1	69.1
2層 転 圧 終 了 後	C B R (%)	21	21	20	14	
	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.37	1.43	1.35	1.22	
	含水量 w (%)	23.8	22.6	22.6	21.4	
2,000 回 走 行 終 了 後	走 行 跡 C B R (%)	33	34	37	38	
	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.42	1.39	1.42	1.40	
	含水量 w (%)	17.1	18.0	16.2	15.8	
	走 行 終 了 後 C B R (%)	38	33	22	26	
	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.46	1.40	1.36	1.33	
	含水量 w (%)	17.5	16.3	15.5	14.9	

図-3 試験施工箇所

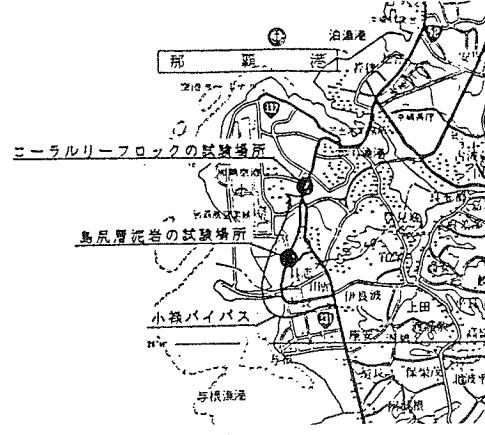


表-3 試験施工結果（続き）

測定条件		ブロック名	1 (新鮮)	2 (1ヶ月後)	3 (セメント強)	4 (高強)
追跡調査結果	4ヶ月後	C B R (%)	14	12	21	51
	乾燥密度 ρ_d (t/m³)	1.35	1.32	1.28	1.29	
	含水量 w (%)	23.5	24.5	23.5	19.9	
6ヶ月後	C B R (%)	12	9	14	41	
	乾燥密度 ρ_d (t/m³)	1.35	1.34	1.29	1.25	
	含水量 w (%)	23.9	24.8	24.3	22.6	
9ヶ月後	C B R (%)	5	6	13	26	
	乾燥密度 ρ_d (t/m³)	1.30	1.33	1.28	1.32	
	含水量 w (%)	26.6	27.0	27.5	24.2	

5.2 コーラルリーフロックの試験施工

試験は現道拡幅工事の一部を使用して流しコーラルとクラッシャーランコーラルの比較を行った。試験結果は、どちらも同様な数値であったが、流しコーラルは転圧途中で一部にオーバーコンパクション現象がみられた。これは含水比にバラツキがあったためであると思われ、流しコーラルを現場でうまく使用するためには、現場で含水比管理を行う必要がある。

6. 斜面安定対策の検討

斜面安定対策の検討は、主に島尻層泥岩の切土法面対策について、関連各指針の考え方、並びに各文献、施工実績等の資料収集を行い、それらを参考にして行った。

泥岩及び脆弱岩の切土法面勾配と保護工の効果について、日本道路公団の「切土法面追跡調査」結果、沖縄自動車道の施工実績、植生工の試験施工結果、さらに国道や県道の切土法面施工実績等を分析した。

泥岩関係の切土法面勾配は、1:0.8～1:1.5の範間にあり1:1.0が圧倒的に多い。特にその中で崩壊していない勾配は1:1.1～1:1.2が多く、1:1.0以下では崩壊例が多くなっている。従って、島尻層泥岩の切土法面勾配は、できるだけ緩くしたいが一般的な施工を考慮して1:1.2程度を目指すのが望ましいと考えられる。

法面保護工は、植生工と構造物による方法があり、その効果も一長一短があるため最適な工法を選定するのが難しい状況にある。既存資料によれば、風化抑制効果は構造物の密閉式がよく、無処理、開放型は適さない。しかし、現実には無処理で安定している法面もある。その他、植生+ネット工、コンクリート吹付け工等が施されている例もあるが、ネットの効果はあまり無いこと、コンクリート吹付けはクラックが入りやすくそこから表面水が浸透してすべること等の欠点が見受けられる。最近よく採用されている岩盤緑化やフリーフレーム工法は法面保護工としては非常に効果的であるが施工費が高くなることも事実である。

7. 今後の方針について

これまで実施した結果を踏まえて、沖縄特殊土の実情、島尻層泥岩の安定処理と斜面安定対策離島のローカルマテリアルの有効利用についてとりまとめ、沖縄特殊土の有効利用推進に関する技術資料を作成することとしている。

2. 琉球石灰岩の路盤材としての特性

(財) 沖縄県建設技術センター 試験研究部 土質室
大城善昭 小野恵助 平良勝則
松島良成 真栄城守邦

1. はじめに

沖縄県で路盤材として使用されている琉球石灰岩は、その特性によりアスファルト舗装要綱における規格（粒度、すりへりなど）には、適合しない骨材でも、CBR強度は、100～200程度と路盤材としては、十分なものがほとんどであることが、これまでの実績よりわかってきた。

そこで、琉球石灰岩の路盤材としての特性を考慮した粒度に現在の舗装要綱の規定を修正した方が望ましいのではないかと思われる。又、アスファルト舗装要綱においても”骨材の品質や粒度についての規格は、一般的な標準を示すもので、規格の規定には適合しない骨材でも、現場の経験や室内の研究などから、所要の品質の舗装が得られると判断される場合は、それを使用できるので、使用目的に応じて経済性を考慮した適切な選定が必要である。”とある。

今回、過去3年間の品質管理データの統計整理を行った結果、修正CBRは、5mmふるい通過率と0.074mmふるい通過率との差を0.074mmふるい通過率で割った値（R）に比例することがわかった。その関係が図-1に示してある。

又、CBRと修正CBRとは、図-2のような関係がある。

そこで、次のような仮説をたてた。

仮説：路盤材としての琉球石灰岩に対して”非繰返し法”による突固め試験の同一試料に対する”繰り返し試験”を行った場合、骨材が細粒化するので繰り返し回数がふえると最大乾燥密度が大きくなる。しかし骨材の細粒化がある程度までくると細粒化があまりみられなくなり最大乾燥密度も変化しなくなる。そのときが最大のCBR強度を得る密度であり、最大の修正CBRを得るのでないのか。

その密度を基にして、粒度規定がつくれるのでないか。”この仮説を検証するために、今回、下記にのべる室内試験を行ってみた。

2. 試験方法

試験に用いた試料は沖縄本島北部にある本部碎石で採取した琉球石灰岩（すりへり減量48% $G_s = 2.74$ ）である。

（1）締固め試験

締固め方法はJIS A 1210の15cmモールド4.5kgランマーを用いランマー高さ4.5cmで3層92回の突固め（呼び名：2.5法）で行う。

（2）CBR試験

CBR試験は、JIS A 1211、38.1mm法を用いる。CBR供試体は、最適含水比との差が1%以内になるようにして、JIS A 1210のうち呼び名2.5の規定によって供試体を作成する。次に4日間水浸して吸水膨張試験を行った後で貫入試験を実施する。

まず試料を自然乾燥させ、CBR試験用、締固め試験用とにわける。締固め試験用の試料をすべて、3層

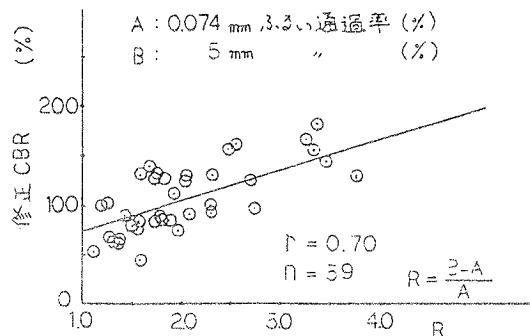


図-1 修正CBRと粒度の関係
(すりへり波量45%～50%)

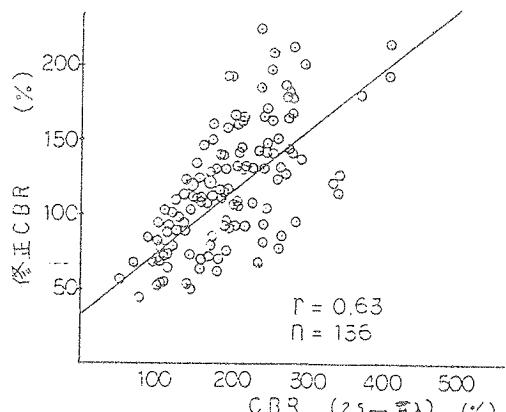


図-2 CBRと修正CBRの関係

92回で締固める。その結果で得た締固め曲線より最大乾燥密度、最適含水比を求めて、その含水比との差が1%以内になるようにCBR用試料を調整して、前途の方法で締固めて、CBR用供試体を作成する。
(これを、1回目(N=1)締固めとする。)それを4日水浸後貫入試験を行う。

1回目締固めた試料をすべてとりだして、自然乾燥させ、1回目と同様に、CBR試験用、締固め試験用の試料とにわける。締固め試料をすべて、前途の締固め方法で締固める。その結果、得た締固め曲線より、2回目(N=2)CBR用供試体を作成して、1回目と同様にCBR試験を行う。前途の1回目、2回目、と同様に、3回目、4回目、5回目と試験を行う。

3. 結果及び考察

試験結果は図-3、図-4、図-5のようになつた。

図-3からわかるように、繰返し回数がふえるにしたがつて細粒化してゆく。

図-4は細粒化にともなつて締固め曲線がどのように変化してゆくかがわかる。細粒化が進行するにしたがつて、最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は、小さくなつてゆくが、図-5から密度の増大にともなつて、CBR強度が大きくならないことがわかる。

このことは、当初の仮説とはちがうので次のように修正すべきであろう。

”路盤材としての琉球石灰岩は、繰返し回数がふえるにしたがつて骨材は細粒化し、それに伴つて最大乾燥密度も大きくなるが、CBR強度は、ある粒度、最大乾燥密度で最大値を示す。最大乾燥密度が大きくなつてもCBR強度は、増大しない。

したがつて、この最大CBR強度が得られる粒度が最適な粒度ではないだろうか。”

4. おわりに

今後はすりへり減量がちがう材料においても同様な実験を行つてゆきどのようなどんなちがいがあるか比較、又、0.074mm通過分の影響などの検討なども必要であろう。

次に、この最大CBRを得る粒度と現在の規定の粒度とで修正CBRを比較してゆく。同値の修正CBRでも92回CBRの大きい方がよい材料(粒度)といふこともいえるのでそのことを考慮して新しい粒度規定をつくり、試験施工などを行つて室内と現場との比較検討してゆく。又、この最大の強度が得られる粒度で等値換算係数などを決定してゆくべきではないかと思われる。

参考文献

1) 土質試験法(土質工学会編)

2)(財)沖縄県建設技術センター:昭和57~昭和60年度試験年報

3) アスファルト舗装要綱(日本道路協会)

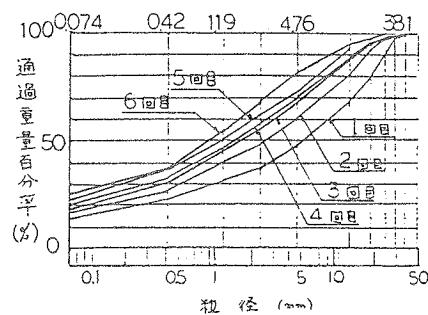


図-3 粒度の変化

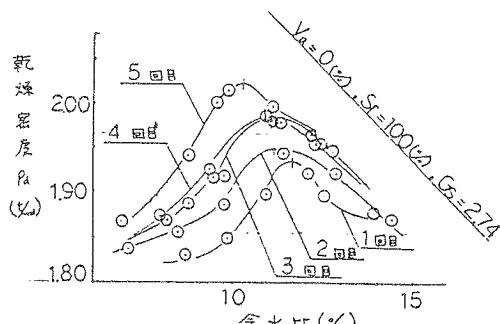


図-4 締固め曲線

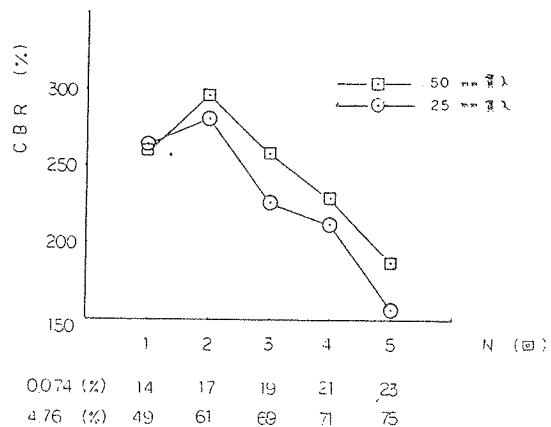


図-5 CBR強度と繰返し回数の関係

3. 琉球石灰岩（砂レキ）における平板載荷試験とN値

沖縄県宮古土木事務所 末吉 哲
株大富建設コンサルタント 与那嶺 靖

1. はじめに

琉球石灰岩は一般的に層相が不均質でN値のばらつきが大きいのが特徴である。そのため特に砂礫にあっては乱さない試料のサンプリングが難しいため、力学的特性がほとんど知られていない状況にある。本報告は、琉球石灰岩（砂礫）において平板載荷試験を実施し、併せて標準貫入試験を実施したのでその結果を報告するものである。

2. 試験の状況及び方法

2-1 試験場所

試験場所は工事中の池間大橋で、直接基礎が予定されているP₃とP₅橋脚である。そこは海上部であるため、仮締切の中でもしかも海面下まで掘削されたヶ所である。

2-2 地盤状況

載荷面付近の琉球石灰岩は全体としては乳白色～乳黄色を呈し、岩盤状に軽く固結している状態が多いが、部分的には茶黄色を呈して砂礫状を成しているのも見られる。乳白色を呈する部分は概して岩盤状を成していく軽く固結している。しかし固結の程度は弱く、タガネとハンマーでもって用意に削ることができる。もちろん一部にはかなり固いものもある。茶黄色を呈する部分は概して砂礫状を成している。この部分は粘土分が混じるのがみられ、掘削されたためか緩い状態にある。中には地下水の流出によって粘土分が流され、結果的に砂礫まで崩れでるところもある。この茶黄色を呈する部分は礫または塊となっていても固結の程度は非常に弱く、タガネとハンマーで非常に簡単に割ができるほどである。また乳黄色を呈する部分は前述の乳白色を呈する部分と茶黄色を呈する部分の中間的なもので、岩盤状を成していくても比較的固結の程度は弱いか、もしくは岩塊状になりやすいようである。試験地点は茶黄色～乳黄色を呈する部分を選んで決定した。

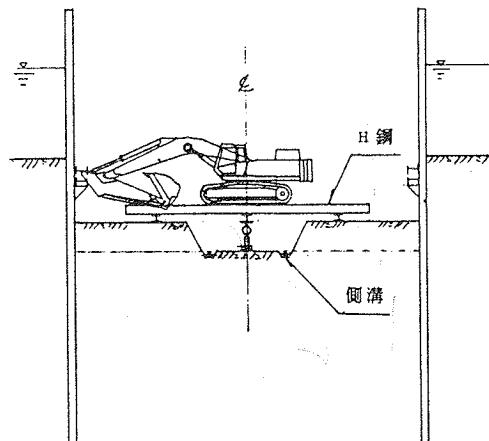
図2-1 載荷装置

2-3 地下水の状況

調査地点は海面下であり、大型ポンプによって排水しながらの作業である。しかも、地盤が透水性のよい琉球石灰岩であるため、いたるところから地下水の湧出がみられた。そのため図2-1に示すように両サイドに側溝を造り、載荷面の近くにも5cmの溝を通して、載荷面より2～3cm下げた状態で試験を実施した。

2-4 載荷試験の方法

載荷装置は図2-1に示すようにH型鋼とバックバーを利用して行い、載荷方法は土質工学会「地盤の平板載荷試験方法」に基づいて実施した（載荷板直径30cm）。



2-5 標準貫入試験の方法

平板載荷試験終了後、載荷板の下がどのような地盤であるかを確認するために載荷板の中心及びその十字方向で25cm離れたポイントにおいて、標準貫入試験を実施した。図2-2にその位置関係を示す。

3. 試験結果

3-1 平板載荷試験

設計支持力 $30\text{tf}/\text{m}^2$ （N値30）であることから最大荷重を $90\text{tf}/\text{m}^2$ と設定したが、A地点において $90\text{tf}/\text{m}^2$ に達したとき、沈下量は $6.91\text{mm}/\text{m}$ と小さく、破壊している様子も見られなかった。そこで、荷重を $135\text{tf}/\text{m}^2$ まで上げてみた。沈下量は $15.7\text{mm}/\text{m}$ に達したが、破壊までには至らなかった。続くB地点においては、荷重を $135\text{tf}/\text{m}^2$ 時に沈下量 $33.16\text{mm}/\text{m}$ に達し、載荷板周辺の地盤に一部亀裂が発生したものと見られた。C地点においては、リングを変えて荷重 $200\text{tf}/\text{m}^2$ にまで上げてみたが、沈下量は $31.26\text{mm}/\text{m}$ に達したが破壊までには至らなかった。続いてD地点においては荷重 $240\text{tf}/\text{m}^2$ まで上げてみたが、沈下量は $9.4\text{mm}/\text{m}$ にしか達しなかった。

図3-1にそれぞれの $\log P-S$ 曲線を示す。

3-2 標準貫入試験

載荷試験終了後、載荷板中心とそれから25cm離れた地点（十字方向）において標準貫入試験を実施した結果は、表3-1に示されるようにA地点がN=8~34、B地点がN=5~33、C地点がN=8~20、D地点がN=14~42と予想よりも低い値であった。

4. N値と支持力

載荷試験を実施した地盤は標準貫入試験の結果、ほとんどがN値30以下を示すのに対し、許容支持力としては $45\sim80\text{tf}/\text{m}^2$ 以上を示している。この事は、道路橋示方書の推定による場合の許容支持力度（密実でない礫層・ $30\text{tf}/\text{m}^2$ ）よりもかなり高い支持力を有しているものと考えられる。

標準貫入試験の結果は、わずか25cm離れた地点でも大きなバラツキがあり、非常に不均質であることがあらためて証明されたかたちと成った。このように、巨視的にも微視的にも不均質な琉球石灰岩においては、今回の試験結果もバラツキの中の4点にしかすぎないので、結論は今後の調査研究に期待したい。

図2-2 標準貫入試験位置図

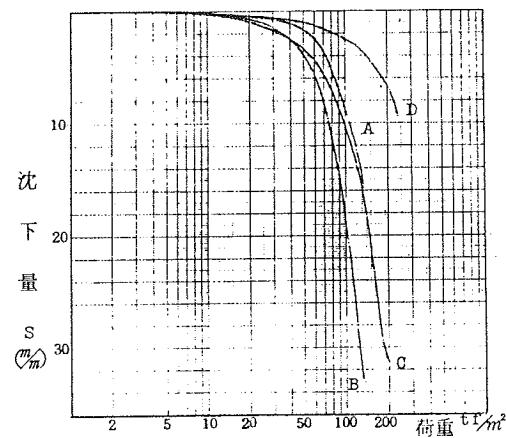
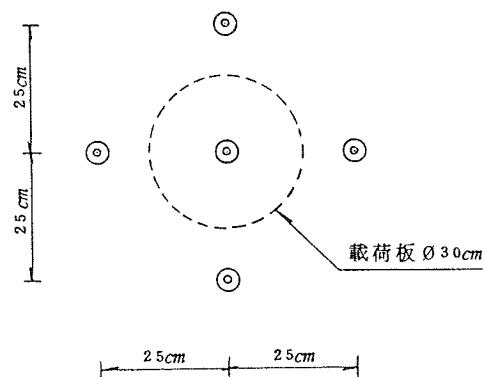


図3-1 $\log P-S$ 曲線

地点	N値	平均N値
A	8, 12, 34, 21, 29	20.8
B	7, 5, 10, 9, 33	12.8
C	8, 20, 8, 17, 16	13.8
D	24, 25, 14, 42, 28	26.6

表3-1

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

1 はじめに

沖縄本島北部地方の広範囲にわたって分布する国頭レキ層土について、種々の実験条件のもとで締め固め試験を行った結果について報告する。

一般に、最適含水比 w_{opt} や最大乾燥密度 γ_{drymax} などの締め固め特性値は、締め固めを行う時の試験条件に影響されることが知られている。特に国頭レキ層土のように表層および切土面で風化が進行している土では、これらの特性値が実験条件に左右されやすい。そこで、どんな要因がどの程度締め固め特性値に影響を与えるのかを調べておく事は重要である。その結果は、国頭レキ層土を路床、路盤材として使う場合にも利用できる。

2 試料土

実験に用いた試料土は国頭レキ層土が広く分布する代表的三地点の地山から採取された土である。採取地点は東村宇出那霸、川田、名護市瀬嵩でありその位置を図-1に示す。各土の物理試験結果を表-1に示す。比重は2.7前後、自然状態における含水比は10-14%程度である。420 m 通過分に対する液性限界 $w_L = 39-52\%$ 、塑性指数 $I_p = 20, 25, 28\%$ である。

3 締め固め方法および実験結果

実験方法

締め固め特性への影響因子としてここでは、
①試料の最大粒径 D (mm), ②モールド直徑 M (cm), ③締め固めエネルギー E ($\text{kgf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$),
④繰り返し法と非繰り返し法の別を選んだ。各要因の影響度を調べるために表-2に示す各実験条件で締め固め試験を行つ

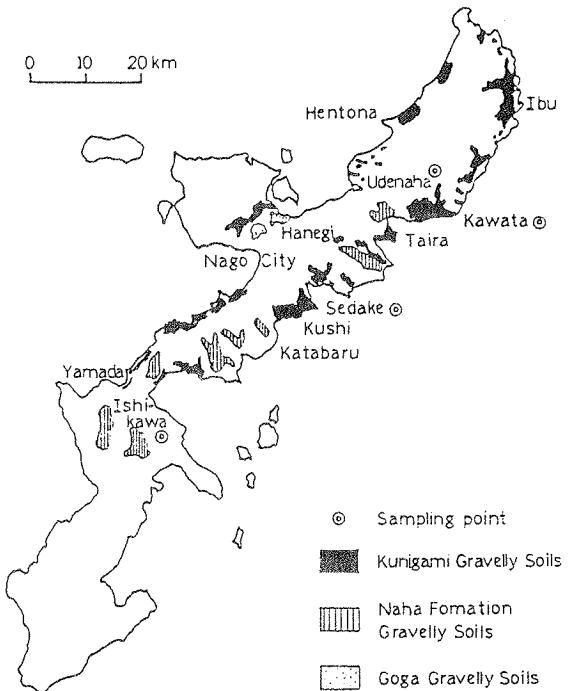


Fig. 1 Distribution of Gravelly Soils on Kuningami area in Okinawa Island

Table - 1. Results of Physical Tests

Samples	UDENAH	KAWATA	SEDAKE
W_s (%)	14.2	11.1	10.5
G_s	2.696	2.709	2.695
Grain < 2.0 mm	2.694	2.684	2.702
Grain > 2.0 mm	2.692	2.719	2.699
W_L (%)	38.7	49.8	51.5
W_P (%)	18.7	24.6	23.5
I_p (%)	20.0	25.2	28.0
W_s (%)	30.2	24.2	21.5
Gravel (%)	23.6	54.3	30.2
Sand (%)	42.4	32.0	40.9
Silt (%)	22.5	4.0	8.0
Clay (%)	11.5	9.7	20.9
60%Grain (mm)	0.62	6.9	0.80
30%Grain (mm)	0.029	0.42	0.091
10%Grain (mm)	0.0041	0.0051	—
maxGrain (mm)	19.1	50.8	38.1
U_c	150	1350	—
U_c	0.3	5	—

た。これら 8 タイプの実験はすべて JIS によって定められているものである。具体的には、最大粒径 D は 4.76mm と 19.1mm の 2 種、モールド直径 M は 10cm と 15cm の 2 種、締め固めエネルギーは 5.63×10^4 と 25.3×10^4 kgf*m/m³ の 2 種であり、全部で 8 タイプの実験条件が設定される。さらに繰り返し法と非繰り返し法の別が加わり、総実験数は 16 となる。これらの実験条件を一括して表-2 に示す。

Table-2. JIS A 1210 Test Procedures

結果と考察

図-2 に宇出那霸土についての締め固め曲線を示す。図-2 a は繰り返し法、図-2 b は非繰り返し法での締め固め曲線である。表-3 は各土の種々の実験条件での結果である。図-2 あるいは表-3 から、最大乾燥密度を増加させる要因として ①締め固めエネルギーの増加、②最大粒径の増加、③モールド直径の減少、④試料を繰り返して使うことの 4 つがあることがわかる。また締め固め曲線のピーク点はゼロ空隙曲線にほぼ平行な位置にあり、最大乾燥密度の増加に伴い最適含水比は減少する。

Test Type	Max Grain M.G (mm)	Mold Size M.S (cm)	Compaction Energy (m*kgf/m ³)
1. 1	4.76	1 0	5.63×10^4
1. 3	19.1	1 0	5.63×10^4
1. 5	4.76	1 5	5.63×10^4
1. 6	19.1	1 5	5.63×10^4
2. 1	4.76	1 0	25.3×10^4
2. 2	19.1	1 0	25.3×10^4
2. 3	4.76	1 5	25.3×10^4
2. 4	19.1	1 5	25.3×10^4

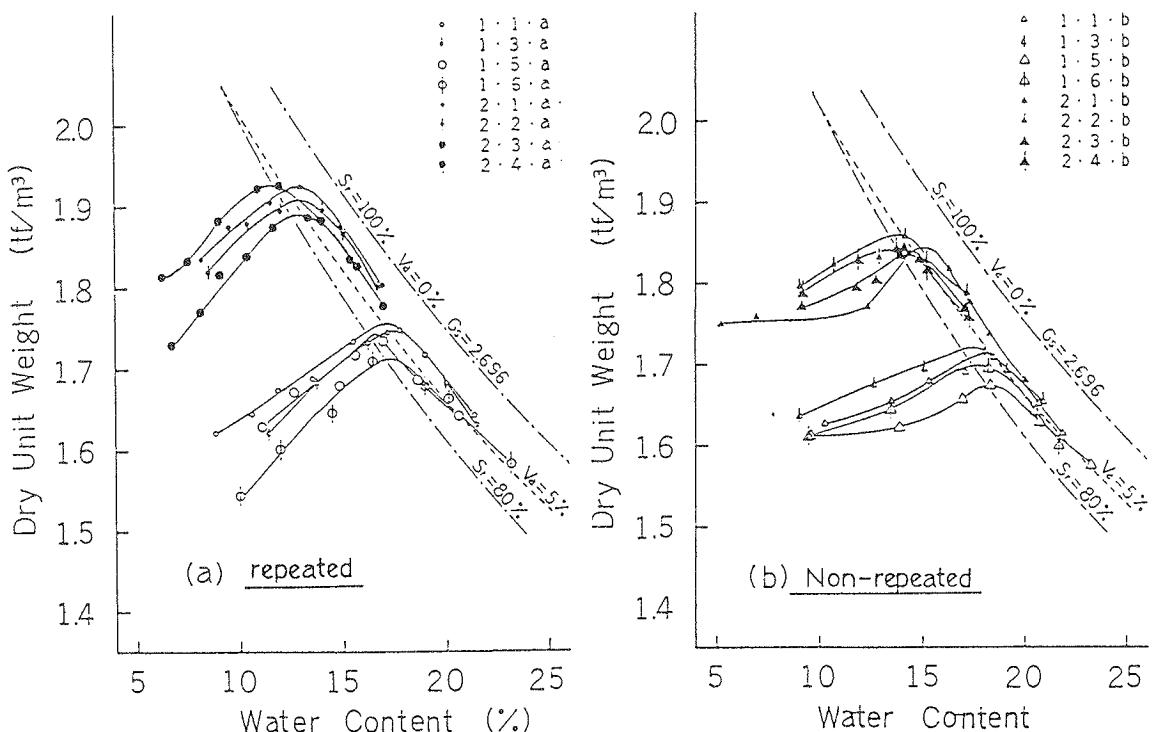


Fig.-2 Compaction Curves by Various Compacting Method on UDENAH Gravelly Soil.

これらの関係を定量的に表現するために非繰り返し法による最大乾燥密度 $\gamma_{d\max(b)}$ 、最適含水比 $w_{opt(b)}$ 、繰り返し法による最大乾燥密度 $\gamma_{d\max(a)}$ 、最適含水比 $w_{opt(a)}$ の間に成立する実験式を求めた。以下これらの実験式について説明する。

I $\gamma_{d\max(b)}$ は D, M, E を説明変数とする一次式で表されるものと仮定する。

$$\gamma_{d\max(b)} = a_0 + a_1 D + a_2 M + a_3 E \quad (tf/m^3) \quad (1)$$

各土について係数 a_i を最小自乗法で求めた結果を表-4に与える。係数 a_i は各土に固有の値である。 a_i の符号から $\gamma_{d\max}$ を増加させる要因として D, E の増加、および M の減少があることがわかる。また、E の変動が最も大きな影響を与えることもわかる。

(1) 式の適合性を図-3に示す。

II $\gamma_{d\max}$ と w_{opt} の関係に(2)式を仮定する。(2)式の適合性を図-4に示す。

$$1/\gamma_{d\max} = \alpha + \beta w_{opt} \quad (2)$$

(2)式は土の種類、繰り返し法と非繰り返し法の別によらず成立している。

III $\gamma_{d\max(a)}$ と $\gamma_{d\max(b)}$ のあいだに(3)式を仮定する。

$$\gamma_{d\max(a)} = \alpha_1 + \beta_1 \gamma_{d\max(b)} \quad (3)$$

(3)式の適合性を図-5に示す。(3)式は土によらず成立することがわかる。

IV (2), (3)式から、 $w_{opt(a)}$ と $w_{opt(b)}$ の関係式(4)式が得られる。

Table - 4. a_i coefficients of each soil

	a_0	a_1	a_2	a_3
UDENAHHA	1.670	1.499×10^{-3}	-2.010×10^{-3}	6.950×10^{-9}
KAWATA	1.656	1.360×10^{-3}	-6.908×10^{-4}	8.403×10^{-9}
SEDAKE	1.818	2.022×10^{-3}	-8.534×10^{-3}	8.287×10^{-9}

Table - 3. Test Results

Test Type	UDENAHHA		KAWATA		SEDAKE	
	$\gamma_{d\max}(tf/m^3)$	$w(\%)$	$\gamma_{d\max}(tf/m^3)$	$w(\%)$	$\gamma_{d\max}(tf/m^3)$	$w(\%)$
1.1a	1.760	17.2	1.745	16.9	1.800	15.0
1.3a	1.749	17.8	1.785	15.8	1.850	14.0
1.5a	1.738	16.7	1.740	17.6	-----	-----
1.6a	1.715	17.4	1.795	15.5	-----	-----
2.1a	1.923	12.9	1.915	13.4	1.990	11.5
2.2a	1.908	13.1	1.930	13.1	2.015	10.9
2.3a	1.926	11.8	1.911	12.6	-----	-----
2.4a	1.895	12.9	1.935	12.5	-----	-----
1.1b	1.710	18.2	1.690	17.6	1.780	15.9
1.3b	1.720	17.6	1.736	15.7	1.826	14.4
1.5b	1.676	18.6	1.695	18.3	-----	-----
1.6b	1.700	17.9	1.721	17.1	-----	-----
2.1b	1.810	15.1	1.878	13.9	1.960	12.0
2.2b	1.860	14.0	1.876	13.2	1.972	11.5
2.3b	1.840	14.6	1.870	13.8	-----	-----
2.4b	1.842	13.9	1.878	13.3	1.937	11.7
2.5b	1.849	11.4	1.855	12.3	1.919	12.0

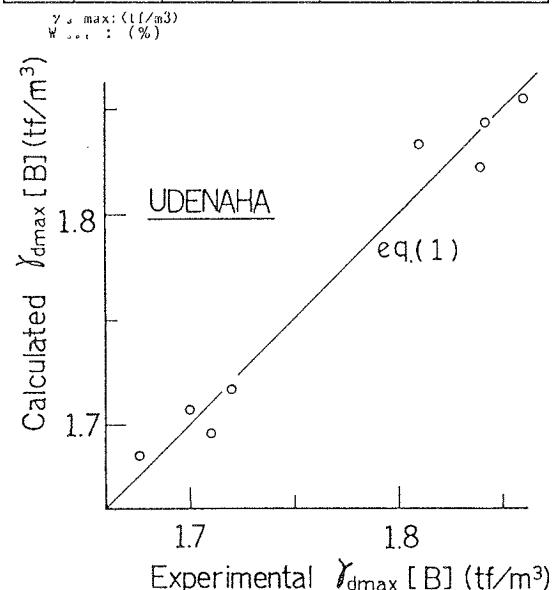


図-3 最大乾燥密度の実験値と計算値の比較

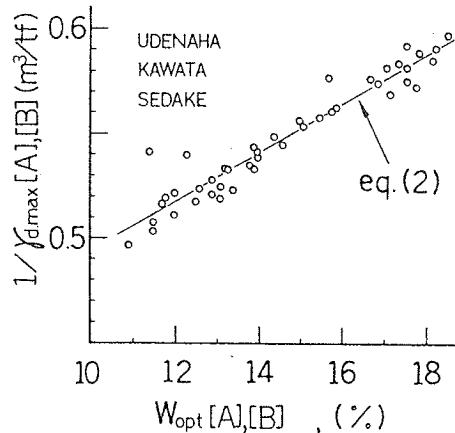


Fig-4 Relationship between W_{opt} and $1/\gamma_{d\max}$

(4) 式に係数 α , β , α_1 , β_1 の数値を代入すると、(4) 式は(5)式で近似することができる。

$$w_{opt(a)} = \alpha_2 + \beta_2 w_{opt(b)} \quad (5)$$

(5)式の適合性を図-6に示す。

V まとめ 以上の実験式の相互関係を図-7に示す。係数を表-5に示す。これらの実験式を使えば、任意の締め固め条件での国頭レキ層土の最大乾燥密度、最適含水比を以下の方法で推定できる。

① 表-4の a , b を使って(1)式から $\gamma_{dmax(b)}$ を求める。

② (3)式から $\gamma_{dmax(a)}$ を、(2)式から $w_{opt(b)}$ を求める。

③ (4)あるいは(5)式から $w_{opt(a)}$ を求める。

4 結論

沖縄本島北部の三地点から採取した国頭レキ層土に対して、締め固めエネルギー、試料土の最大粒径、使用するモールドの直径、繰り返し法あるいは非繰り返し法の別などの締め固め条件を変えて締め固め試験を行った結果、以下の結論が得られた。

1) 最大乾燥密度を増加させる要因として 締め固めエネルギーの増加、最大粒径の増加、モールド径の減少、繰り返し法による締め固め がある。

2) 最大乾燥密度の増加に伴い最適含水比は減少する。

またこれらの結果から最大乾燥密度と最適含水比に対する実験式を求めた。この式を利用すれば種々の締め固め条件での国頭レキ層土の最大乾燥密度や最適含水比を推定することができる。

謝辞

本報告の基礎となった実験は、卒業研究の一環として瀬嵩政彦（鴻池組）、玉城佳卓（沖縄県）、照屋尚彦（株沖縄建設技研）君によって行われたものであります。ここに記して謝意を表します。

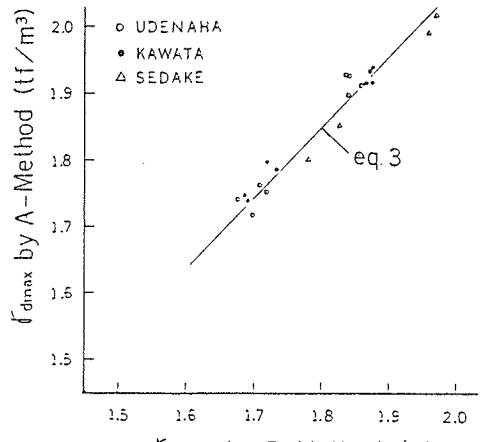


Fig. 5 Comparison between A-Method and B-Method for γ_{dmax} of Kunigami Gravelly Soils.

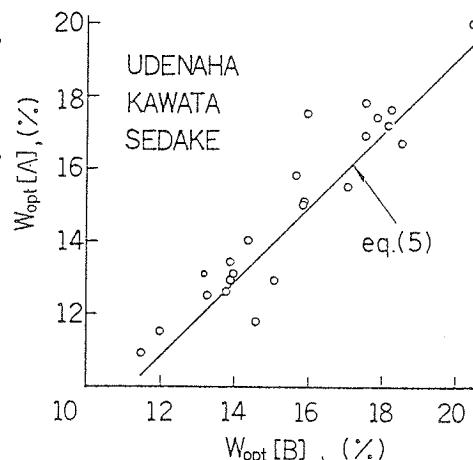


Fig. 6 Comparison between $W_{opt}[B]$ and $W_{opt}[A]$ of Kunigami Gravelly Soils.

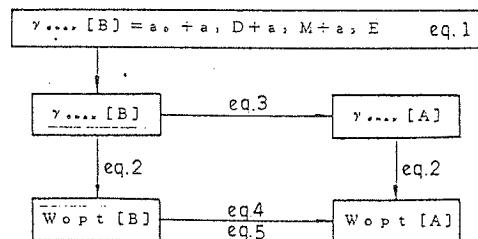


Fig. 7 Relativity of each equation.

Table 5 Coefficient $\alpha, \beta, \alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$.

α	0.379	α_1	-0.0838	α_2	-1.446
β	0.0149	β_1	1.071	β_2	1.020

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港湾計画課 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

1 はじめに

沖縄の港湾地域においては、サンゴ礫の混入した軟弱な地盤が随所に分布している。このため、この地盤上に構造物を建築するにあたっては、「サンゴ礫混り土」の土質特性の解明と地盤改良技術の開発が港湾整備上の大きな課題となっている。

この「サンゴ礫混り土」とは、南西諸島に発達する現世サンゴ礁が、波浪などによって破碎されて海底に堆積した粘性土及び砂質土中にサンゴ礫(最大粒径 50 mm程度)を含んだ未固結層であり、粒度組成、強度等において水平・鉛直両方向に変動性の著しい地盤となっている。この「サンゴ礫混り土」は、既往調査によれば、名瀬港、那覇港、平良港、石垣港等において確認されている。

当局では、この様な変動性の著しい軟弱地盤であるサンゴ礫混り土について、まず土質特性を明らかにするために原位置試験を実施し、細粒分含有率が 40 %未満のサンゴ礫混り土はの材的な特性を有すること等の知見を得ることが出来た。¹⁾ そして、現在、この様なサンゴ礫混り土の特性を踏え、より合理的・経済的な新しい地盤改良工法の開発に向けて基礎的な検討を進めつつあるので、その概要について報告することとする。

2 サンゴ礫混り土の新しい地盤改良工法の考え方

サンゴ礫混り土における S. C. P 工法の実施例によれば、細粒分含有率が 40 %未満のサンゴ礫混り土では、S. C. P 工法実施後において杭心のみならず杭間でも強度の増加がみられること及び単なる盛り土荷重による強度増加はあまり期待できないことが確認されている(図-1)。²⁾ これは、S. C. P 工法の振動や砂の強制圧入によって地盤が締め固められ、サンゴ礁の骨格構造が再編され強くなると共に格子間のエアーや水分が排除されることによって強度が増加したものと考えられる。

そこで、細粒分 40 %未満のの材としての特徴が顕著なサンゴ礁混り土については、合理的・経済的な地盤改良工法として地盤に衝撃的なエネルギーを付加させ軟弱地盤を締め固める工法が可能となる。このような工法としては、陸上における動圧密工法の原理が参考になるが、衝撃力を地盤に伝える方法としては、動圧密工法で用いている重錐では水の抵抗が大きくなり水中での適用が困難であることから衝撃ロッドの適用がそのひとつとして考えられる(図-2)。

このような衝撃締め固めによるサンゴ礁混り土の地盤改良工法の開発に向けて昭和 61 年度より沖縄総合事務局及び運輸省港湾技術研究所において基礎的な検討を進めているところである。

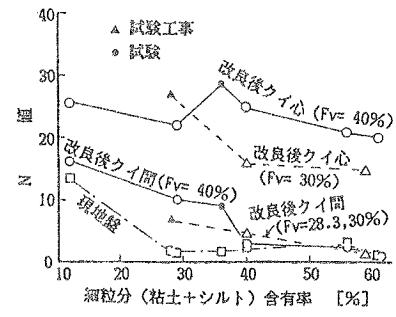


図-1 サンゴレキ混じりシルト層の改良による N 値の変化

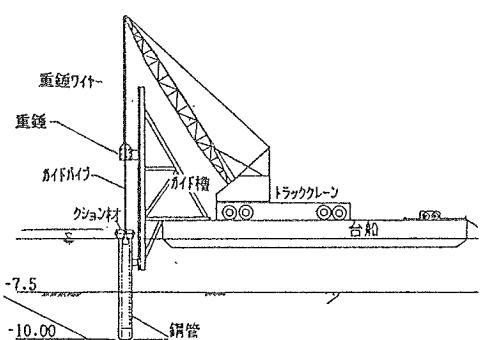


図-2 衝撃締め固めによる地盤改良工法の概念図(例)

3 衝撃締め固めによるサンゴ礫混り土の地盤改良特性に関する室内実験

衝撃締め固めによるサンゴ礫混り土の地盤改良効果の確認及び改良効果を有効に発現させる為のサンゴ礫混り土の地盤条件の把握を目的として、以下の室内実験を実施したので、その概要を報告する。

3.1 サンゴ礫混り土の粒度組成が衝撃締め効果に及ぼす影響

① 実験試料及び実験装置

実験には那覇港浦添地区から採取されたサンゴ礫混り土を用いた。衝撃荷重による締め固め効果には細粒分含有率が関係すると考えられることから、粒度組成については採取された試料をフルイ分けして人工的に調整し、浦添地区でみられるサンゴ礫混り土の粒度組成をカバーできるように設定した(図-3)。また、含水比、湿潤密度は、現地の平均的な値となるように配慮している。

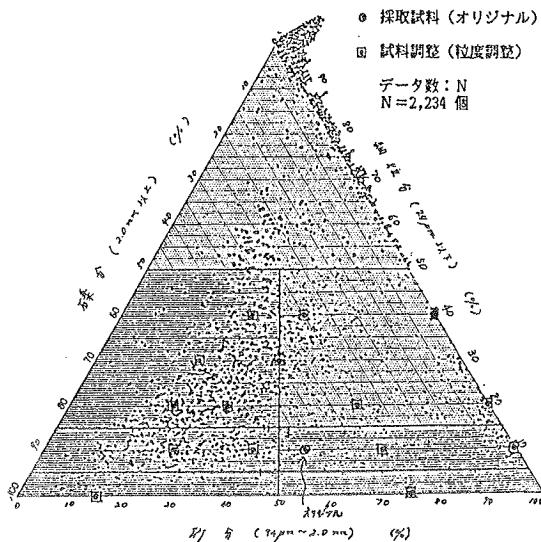


図-3 那覇港の現場試料の粒度組成と実験に用いた調整試料の粒度組成

次に、実験装置は、試料を詰めるモールド部、上載荷重を加えるベロフラムシリンダー、衝撃荷重載荷部から構成されている(図-4)。なお、衝撃締め固めによる地盤改良工法では衝撃ロッドを介して地盤に衝撃荷重を伝えることも考えられるが、別途実験において衝撃ロッドを介しても直接衝撃荷重を加えても殆ど地盤への伝達エネルギーには差異がないことが確かめられており、今回の実験では直接重錘を所定の高さから落下させて衝撃荷重を加える装置となっている。

② 実験方法

粒度組成を調整した試料を各組成毎に2個のモールドに詰め、現地の地盤状況を再現するために上載荷重を載荷して圧密を行う。圧密終了後、まず1つのモールドについて衝撃締め固め前の試料の強度を土研式の動的コーン貫入試験により測定する。次に他のモールドでは、衝撃締め固め回数100回、重錘重量20kgfで締め固めを行い、締め固め後の試料の強度を同様の方法で測定する。

そして、両者を比較することにより、衝撃荷重による締め固め効果を検討することとした。

③ 実験結果

サンゴ礫混り土の粒度組成が衝撃荷重による締め固め効果に及ぼす影響を動的コーン強度について検討した(図-5)。

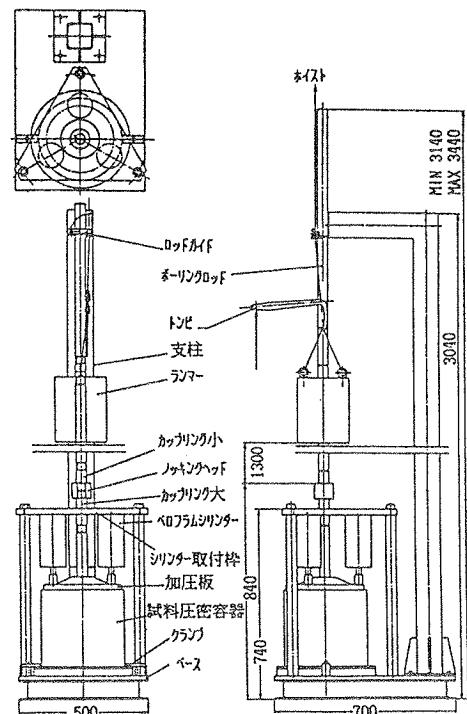


図-4 実験装置模式図

図-5では、縦軸に細粒分含有率のみをとっており、礫分、砂分、の影響因子が含まれていないのでデータのばらつきは大きくなっているが、細粒分含有率が40%程度以下のサンゴ礫混り土において衝撃荷重による締め固め効果が認められる。特に細粒分含有率が20%以下の場合においては、その効果が顕著となっている。

3.2 大型三軸試験による衝撃締め固めの強度增加効果の確認

①実験試料

実験には、3.1の検討の結果、衝撃締め固めの強度増加効果が確認された粒度組成を代表して

礫分50%、砂分30%、細粒分20%の試料(那覇港浦添地区から採取)を用いた。この試料は、3.1の衝撃締め固め実験で、実験前後の乾燥密度が 1.73 g/cm^3 から 1.93 g/cm^3 と1.13倍に、動的コーンによる強度増加比が平均3.51倍になったものである。

②実験方法

試料には最大粒径2~4cm程度のサンゴ片が含まれており、そのサンゴ片の三軸試験に及ぼす影響を最小限に押える必要があることから、実験は大型三軸試験装置を用いて行った(写真-1、図-6)。供試体寸法は、サンゴ片の混入状況を考慮し、高さ40cm、直径20cmとしている。また、供試体密度は、衝撃荷重による密度増加と強度定数の増加の関係を求めるため、締め固めの前(1.73 g/cm^3)、後(1.93 g/cm^3)及びその中間の3種類に調整するよう試みたが、実際の乾燥密度は、平均でそれぞれ 1.78 , 1.93 , 1.83 g/cm^3 となった。

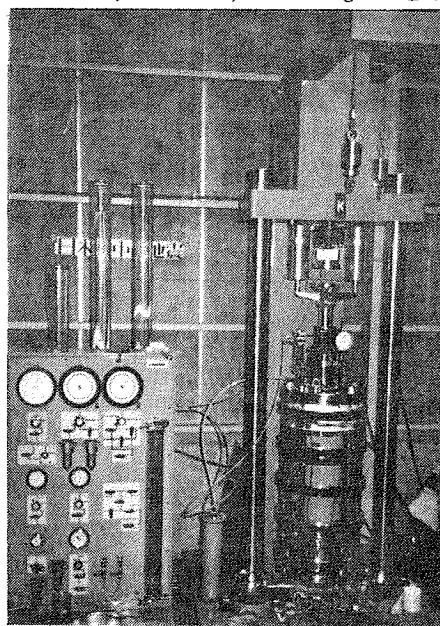


写真-1 大型三軸試験機

実験手順としては、まず、セットした供試体を背压 1.0 kgf/cm^2 で飽和させた後、圧密を行い、圧密終了を3t法で確認した。そして、圧密終了後、非排水三軸試験(CU試験)をひずみ速度 $1\%/\text{min}$ で

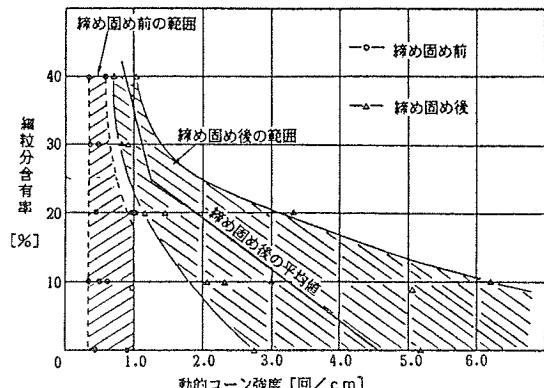


図-5 細粒分含有率と動的コーン強度との関係

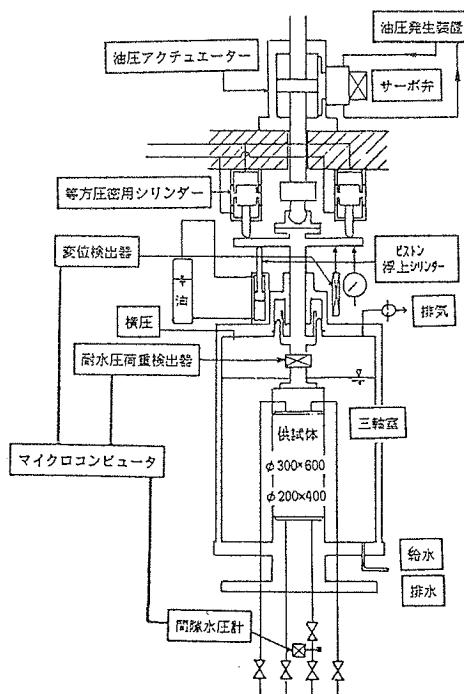


図-6 大型三軸試験機の模式図

行なった。なお、非排水三軸試験の拘束圧については、0.5, 1.0, 2.0 kg/cm²の3種類としている。

③実験結果

衝撃締め固めによる強度増加効果を示す示標としては、せん断強度(ϕ' , ϕ_{cu})を、また、衝撃締め固めの程度を示す示標としては乾燥密度を用いることとし、せん断強度と乾燥密度との関係を検討した(写真-2、図-7)。

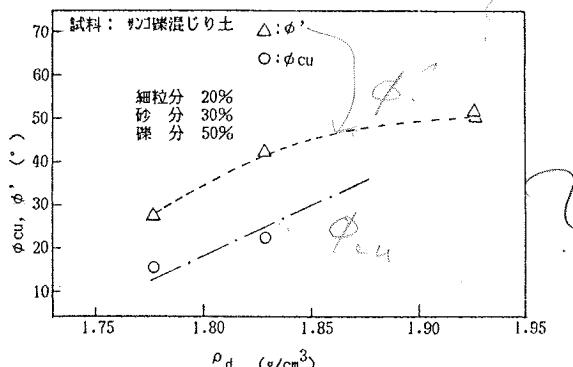


図-7 せん断強度と乾燥密度との関係

図-7によれば、締め固め前には $\phi'=25^\circ$ 、 $\phi_{cu}=15^\circ$ 程度であったものが、衝撃締め固め後には $\phi'=45^\circ$ 、 $\phi_{cu}=30^\circ$ 程度以上に増加し、衝撃締め固めによる強度増加効果が顕著であることが伺える。当初、サンゴ礫混り土に衝撃締め固めを行うと地盤中のサンゴ礫の骨格構造が崩れ、せん断抵抗が逆に小さくなることも懸念されたが、今回の大型三軸試験結果により、衝撃締め固めによってせん断抵抗を増加させる効果を確認することが出来た。

今後は、衝撃力の地盤内におけるエネルギー伝達・蓄積機構、エネルギーの蓄積と地盤せん断強度の関係等について更に定量的に把握し、衝撃締め固めによる地盤改良工法の設計諸元を適切に設定する必要がある。

4. おわりに

衝撃締め固めによるサンゴ礫混り土の新しい地盤改良工法の開発に向けて、室内実験により基礎的な検討を行なった結果、以下の知見を得ることが出来た。

① 細粒分含有率40%未満、特に20%以下のサンゴ礫混り土について衝撃締め固めによる顕著な強度増加効果を期待することが出来る。

② 衝撃締め固めによる強度増加効果を大型三軸試験によるせん断強度でも確認出来た。

今後は、衝撃力の地盤内へのエネルギーの伝達、蓄積機構、エネルギーの蓄積と地盤せん断強度の関係等について更に定量的に把握し、衝撃締め固めによるサンゴ礫混り土の地盤改良工法の設計手法について検討する予定である。

参考文献

- 1) 井福周介・崎間敏男・福田功：「サンゴ礫混り土の土質特性について」
第22回土質工学会(1987)

- 2) 小沢栄・稻垣紹史・莊司喜博：「沖縄におけるサンゴ礫混り土の地盤改良試験工事」
土と基礎 Vol. 26 No. 5



写真-2 せん断破壊後の供試体の状況

6. 沖縄における PC・PHC 基礎杭の実態調査

琉球大学 ○許 光瑞, 加藤 進

1. はじめに

基礎杭の杭種および施工方法は地質条件を考慮して選定されなければならない。そこで、著者らは建築構造物の基礎杭として多く用いられているPC杭について、アンケートによる実態調査（昭和54年～昭和59年）を行ない、前報告¹⁾に示した。今回、調査対象を広げ同様の調査を行なった、本報告にその調査結果を示す。

2. PC打設杭の傾向

昭和55年4月～昭和62年11月の約8年間に沖縄県内で施工された711件の施工記録を得ることが出来た。施工地域は表-1に示すように、南部および中部地域に約9割が集中している。得られた施工記録のほとんどが打ち込み工法による施工であり、前記711件は全て打ち込み工法によるものである。さらに、これらは打撃のみによる工法（以下、打撃工法と呼ぶ。）と、アースオーガーでプレボーリングした後、打撃を行ない最終打ち止めにより管理する工法（以下、オーガー併用工法と呼ぶ。）に分けられる。表-2に、両工法の年度別の実績をしめす。表中、両工法とあるのは同一現場において、打撃工法により施工された杭とオーガー併用工法により施工された杭の両方があるケースである。昭和57年度までは打撃工法が半数以上を占めていたが、58年度以降はオーガー併用工法が半数以上になり、61, 62年度にはオーガー併用工法が圧倒的に多く採用された。なお、この表中の件数の合計は786件であり、調査した件数よりも多い。これは同一現場に2種類以上の杭径が用いられた場合、およびPC杭とPHC杭の両方が用いられている場合、重複して計上したためである。711件の内、158件で破損杭あるいは死杭（支持力の得られなかった杭。以下、破損杭に含める）が発生した。

3. PC杭・PHC杭の破損傾向

(1). 支持層の地質

杭の破損の発生した工事158件中、12件について地質に関する資料が得られた。支持層の地質を分類すると表-2のとうりである。琉球石灰岩の場合、杭の破損が最も多く生じている。他の地質の場合でも、中間層に琉球石灰岩層が存在していた。したがって、破損の原因の多くは琉球石灰岩と関係があると思われる。前回の調査でも、同様の傾向であった。

表-1. 地域別件数

施工地域	全件数	単位：件数	
		破損杭・死杭	
南部	362	48	
中部	259	101	
北部	49	9	
離島	5	0	
合計	711	158	

表-2. 打ち込み工法の傾向

年度	件数	工 法		
		打撃工法	オーガー併用工法	両工法
55	4	4	0	0
56	16	10	5	1
57	100	64	26	8
58	48	21	24	3
59	103	39	41	22
60	115	45	56	14
61	228	49	158	20
62	172	36	112	22

表-3. 杭の破損と支持層

支持層の地質	件 数
琉球石灰岩	7
島尻泥岩	3
固結粘土	2
計	12

表-4. 打ち込み工法によるPC杭の破損率の変化

全ケース	単位：%						
	¢ 300	¢ 350	¢ 400	¢ 450	¢ 500	¢ 600	計
ディーゼルハンマー	2.0	1.3	0.2	1.8	0.4	3.9	1.6%
油圧ハンマー	1.3	1.4	1.7	0.3	0.0	2.6	1.4%
打撃工法							
ディーゼルハンマー	2.3	2.0	0.5	0.7	0.0	1.4	2.0%
油圧ハンマー	3.8	11.4	25.0	---	---	---	9.2%
オーガー併用工法							
ディーゼルハンマー	1.1	0.8	0.0	0.2	0.0	0.0	1.0%
油圧ハンマー	0.3	0.8	0.4	0.3	0.0	2.6	0.9%

(2) 打ち込み工法によるPC杭の破損率の変化

表-4に、打ち込み工法による破損率の変化を杭径別にしました。表中の破損率は、破損本数を調査した全数で除した値である。全ケースの中には、打撃工法かオーガー併用工法か不明な杭についても集計している。杭径による一定の傾向は見られないようと思われるが、 $\phi 600$ の杭は他の杭径に比較して破損率が高いように思われる。打撃工法に比較して、オーガー併用工法の破損率が低くなっている。これより破損率を下げるのに、オーガー併用工法が有効であると思われる。

図-1(a)は、オーガー併用工法を採用しても破損の発生した119件の現場における破損の発生率を、ヒストグラムで表したものである。5%未満の発生率が全体の6割近くを占めており、それ以上になると急激に減少している。15%以上の発生率のケースが15件あるが、これらの現場においては、別の工法がとられるべきではないだろうか。

(3) ハンマーによる破損率の変化

前述の表-4に、ディーゼルハンマーと油圧ハンマーの比較も示している。これより、全ケースでは油圧ハンマーの方が若干低い破損率である。打撃工法だけだと、油圧ハンマーはディーゼルハンマーに比べてかなり高い破損率を示している。各現場における破損の発生率で、用いたハンマーによる違いを比較したのが図-1(b)である。両者を比較する為、100件当たりに換算してある。油圧ハンマーは5%未満で高い頻度を示し、5%以上になると急激に減少する。これに対して、ディーゼルハンマーは5~10%においても、高い頻度を示している。これは油圧ハンマーの方が破損の可能性が低いことを示していると考えられる。

ハンマー重量と破損率の関係を表-5に示す。ディーゼルハンマーを用いて、オーガー併用工法で打ち込まれたケースについて集計している。 $\phi 300$ の傾向と、 $\phi 350$ の傾向は全く異なっている。 $\phi 300$ の傾向と、 $\phi 350$ の傾向は全く異なっている。ハンマー重量による破損の傾向の違いは無いように思われる。

(4) 打ち込み工法によるPHC杭の破損率の変化

P HC杭の施工例は少ないので、施工例の比較的多い $\phi 300$ と $\phi 350$ について、表-6にまとめた。P C杭の場合と同様、オーガー併用工法により破損が減少しており、ディーゼルハンマーの破損率より油圧ハンマーの方が低く表れている。

4.まとめ

琉球石灰岩が存在する地層の場合、他の地層に比べP C杭が破損する可能性が高い。オーガー併用工法および油圧ハンマーを採用すると、破損率が減少するようである。しかし、この場合でも10%以上の高い破損率を示す場合があった。資料整理に協力していただいた元卒研生の宮平保幸君(現東急建設)に深謝する。

参考文献1). 許、他(1986)沖縄におけるPC基礎杭の実態調査;日本建築学会大会講演集

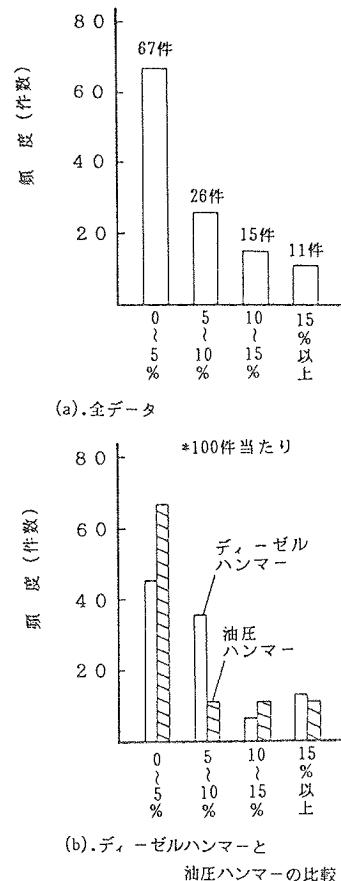


図-1. 破損杭および死杭の発生率

表-5. ハンマー重量による破損率の変化

単位: %

	ハンマー重量 (t)						
	1.3	1.35	1.4	1.5	2.2	2.3	2.5
$\phi 300$	3.1	1.1	4.1	0.5	---	0	0
$\phi 350$	0	0	0	0.3	1.8	1.6	1.5

表-6. 打ち込み工法によるP HC杭の破損率の変化

単位: %

全ケース	$\phi 300$	$\phi 350$	計
ディーゼルハンマー	5.1	2.6	3.4%
打撃工法	5.4	0.1	2.0%
	8.3	5.1	6.0%
オーガー併用工法	22.1	0.0	8.7%
	3.6	0.8	1.9%
油圧ハンマー	2.2	0.2	0.9%

7. PHCパイ爾とSFパイ爾の比較試験

琉球大学工学部 許光瑞
琉球コンクリート㈱ 大城正治
宮城次郎
○比嘉盛勝

1. はじめに

本県における土質は、特異な分布となっている為、くい打工事において座屈等の事故が多い。本報告は、土質条件に適応するくい体の強靭さを向上させる為、PHCくいに鋼纖維(SF)を補強し、PHCくいとの曲げ強度他の性能を比較実験し、更に、琉球石灰岩におけるくい打ち試験について要約したものである。

2. 実験概要

1) 実験に用いたPHC杭の軸筋はPC鋼棒であり、らせん筋は普通鉄線のものである。鋼纖維混入杭(以下SFパイ爾と呼ぶ)は、図-1に示すようにPHC杭にさらに熱間圧延異形棒鋼2種(SD30)を補強した配筋に、鋼纖維($\phi 0.6 \times 30\text{mm}$)をコンクリート容量 $\pm 0\% \sim 2\%$ まで混入したものである。

実験にはSFパイ爾の曲げ強さ試験及び軸力曲げ試験(正負交番繰り返し曲げ強さ試験)について行った。

2) 試験方法

(1) 曲げ強さ試験

本試験は図-2により製品長の $(3/5)L$ をスパンとして、中央部に正の荷重を上部より載荷し、曲げモーメントの値を検討した。

(2) 軸力曲げ強さ試験(正負交番繰り返し曲げ強さ試験)

本試験は図-3によりPHC-A種、軸力Nを $180t$ とし、代表外径 400mm 、長さ 8m 、スパン 7m とする。正荷重P及び正負交番繰り返し回数の軸力Nは、試験完了時まで一定に確保し、繰り返し荷重Pは軸力Nが与えられて

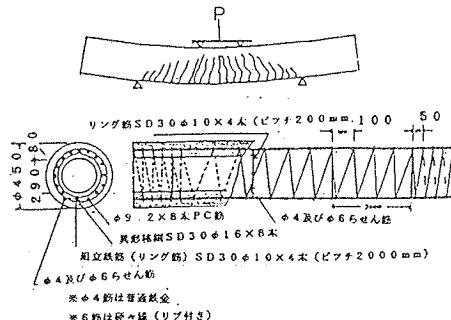


図-1 補強筋に鋼纖維系加曲げヒビレ発生状況

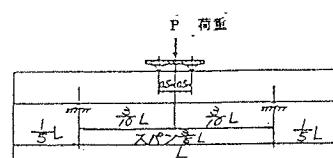


図-2 曲げ強さ試験

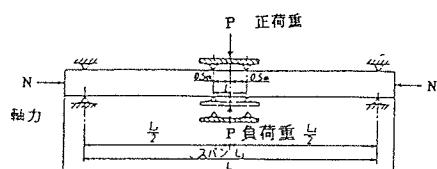


図-3 軸力曲げ強さ試験(正負交番繰り返し曲げ強さ試験)

いる状態でひび割れ曲げモーメント及び破壊曲げモーメントのそれぞれの1/1.2を生じる値とし、繰り返し回数は10サイクルとする。なお正負各1回をもって1サイクルとし、破壊曲げモーメントは正負交番繰り返し完了後、パイルが破壊するまで荷重Pを加え、その測定値からの最大値を検討した。

3. 試験杭の概要

試験杭は図-4に示す地盤（県営上之屋市街地住宅）に打設されたものである。

第一次試験（PHC500mm-B種，11セット）はプレオーガー（ $\lambda=26.0\text{m} \sim 38.0\text{m}$ d=杭径+50mm）とディゼルハンマー（3.5t～4.5t）によって打設されたものである。

第二次試験杭（上杭・中杭・PHC-B種下杭・PHC-B種SF，8セット）は表-1に示す通りである。

以上総数19セットの試験杭を打設した。

4. 実験結果及び考察

1) 表-2はPHCパイルとSFパイルの試験結果について示したものである。この表によると、(SD30)で補強してもひび割れ曲げモーメントの顕著な差は見受けられないが、破壊曲げモーメントは向上した。又、鋼纖維の混入率を1%～2%とするにつれ、ひび割れ破壊曲げモーメント・変位とも向上し、既製配筋PHC-C種に鋼纖維を1.5%混入した結果、図-5及び表-3の通り建設大臣特別認可のF種を満足した。表-4では鋼纖維を混入することによってコンクリートの圧縮強度、引張り強さ、曲げ強度が向上したことを示している。ただし遠心力で製形するパイルは鋼纖維の比重の関係から外側に

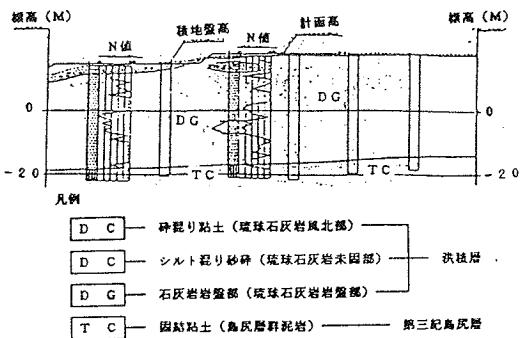


図-4 推定土層断面図

表-1 杭打記録集計表 (杭径 500 mm)

打込 月日	機械 名	杭 長さ m	W Ton	H Ton	K mm	S mm	R a Ton	載入 GJ-K	t-4 mm	打込 回数	備考
3/7	5-40	⑯⑮⑯	3.5	2.1	15	2.4	131.2	30.4	31.0	1035	不可
3/8	5-30	⑯⑯⑯-10	3.5	2.2	8	1.5	143.2	30.4	27.0	2040	
3/9	3-1	⑯⑯⑯-10	3.5	1.6				33.0	33.5	2117	正常
3/10	4-1	⑯⑯⑯-10	3.5	2.4				31.4	33.4	1016	折伏
3/12	4-33	⑯⑯⑯-10	3.5	2.0	15	1.3	131.4	27.4	31.8	888	不可
3/14	3-22	⑯⑯⑯-12	3.5	2.0				25.8	30.8	1214	不可
3/15	2-45	⑯⑯⑯⑯	3.5	2.1	14	1.1	133.3	28.5	30.7	980	不可
3/16	2.8	⑯⑯⑯⑯-10	3.5	2.1	17	1.0	140.0	27.0	27.0	261	

*○内はSFパイルを示す

表-2 曲げ試験結果 (材令 7 日)

ひびわれ	破壊	強度	SD	平均率
450x8M 450x7M 450x8M 450x7M 450x8M 450x7M	11 11-M 11 11-M 11 11-M	11.5 11.3 11.5 11.3	—	ヒビレ ハイ
規格値	7.5 7.53 7.5	13.8 11.3 11.5 11.3	—	— — — —
—	— 10.5 10.4	— 28.2 23.0	0	11.1 11.4 26.1
実測値	15.0 12.3 —	36.5 29.4 —	— 1.0	15.1 16.1 26.1
差別化	15.7 12.8 —	37.5 30.3 —	— 1.5	17.1 17.1 27.1
	17.0 13.9 —	35.0 28.3 —	— 2.0	18.1 18.1 25.1

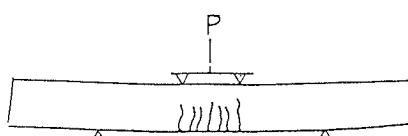


図-5 PHC-C種に鋼纖維1.5%添加
ヒビワレ発生状況

形成され、効果が無いとされていたが、多くの実験から硬練りコンクリートスランプ 3 ± 1.5 cmでは、試験後切断確認したところ、鋼纖維は長手方向に多く、全断面に分散していることがわかった。

2) 軸力曲げ強さ試験（正負交番繰り返し曲げ強さ試験）

試験結果の代表的な一例を図-5、図-6、図-7、及び表-5に示した。これらの図、表によると、PHC-A種に鋼纖維の混入率を1%~2%とするにつれ、ひび割れ曲げモーメント・変位とも向上し、PHC-C種を満足した。

3) 桧打試験

第一次試験杭の結果によると、(イ)スライムが排土しない、(ロ)オーガーの鉛直性が悪い、(ハ)杭が支持層まで到達しない、等三点があげられる。これらを除去する為に、第二次試験杭ではオーガー掘削をGL-27.0m~GL-33.5mまで調整するとともに、杭径500mmに対してオーガースクリューを500mm~600mmに変更し、又、くい先端にすべり防止の円筒クロース咎（スカート長100mm 鉄板厚10mm）を溶接取り付けた。それらの結果は表-1のように、下杭+中杭+上杭と○印で示したPHC-B。SFバイルをセット調整して施工した。施工結果によると8セット中、曲げ破損が1セット、先端圧壊が1セット、打込不可が4セット発生したことが確認された。

以上の原因について考察すると、中間層から支持層到達までのオーガー時間（4時間~8時間）が長い。さらに、杭径より大きくしてオーガー掘削し、地下水もある為地表にスライム（オーガー長の1/2以下）が排土しな

表-3 既製PHCの特別認可から比較したSF材

種類	400 X 714						供給社 名					
	ひび割れ曲げモーメント			屈筋曲げモーメント								
	(f-M)			(f-M)								
A	55	75	90	104	122	130	325	13.5	60	303	351	1278
SF材実測値		14.23					27.82					15
種類	400 X 8M						供給社 名					
	ひび割れ曲げモーメント			屈筋曲げモーメント								
	(f-M)			(f-M)								
A	55	75	90	104	122	130	323	13.5	60	303	361	1278
SF材実測値		14.77					30.21					15
計合算	259	199	158	137	117	109	33205	155	133	107	100	
平均	259	197	164	142	121	114	36322	153	145	116	103	

※ C種にファイバーを1.5%添加する。

表-4 コンクリートの強度試験（材令7日）

鋼筋種別	鋼 纖 維 添加					
	0%	1.0%	1.5%	2.0%	1.0%	2.0%
圧縮	*10	*20	-10	*20	*10	*20
引張り	976	835	989	864	1091	905
曲げ	57.6	—	68.8	—	87.2	—
曲げ外層	55.9		60.2		70.5	
曲げ内層						

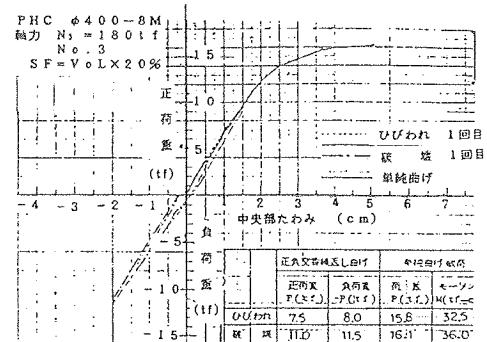


図-5 スケルトン曲線（軸力一曲げ交番繰返し）

いまま打撃を加えることにより、締固め状態で杭貫入不可になった（曲げ破壊まで到達していない）。また土質の不均一もあり、オーガーの鉛直精度も悪い状況にある。パイルを鉛直に建込むのがむづかしく、傾斜状態で打撃を加えることにより曲げ破壊が進んだと考えられる。よって、PHC-BよりPHC-B・S Fパイルを使用した場合の破損度は少ないことが確認された。以上のような原因は、複合的なものから発生したものである。

5.まとめ

以上の結果をまとめると以下のとおりである。

1) S Fパイルの曲げ強さ試験、及び軸力曲げ強さ試験結果によると、S Fパイルのひび割れ破壊曲げモーメント、変位が増大し、その性能が格段に向上された。PHCパイルは高強度の為、韌性に乏しかったが、鋼纖維を混入することにより、韌性が改善された。

2) 図-4に示す当該地盤に於いてオーガー併用工法で施工したが、スライム排土が完全にできず、杭を支持層まで到達できない結果に終った。今後は深層基礎工事に於いて、琉球石灰岩等の分布するところは、スライムの沈設状態によりケーシング併用、オーガー時間、地盤の硬さなどを検討して、工法を選定するのが望ましい。また、今回使用のPHC-B・S Fパイルについて施工事例を見ると、元設計でPHC杭を使用したが、破損度が高い為S Fパイル併用に変えた例もある。県営嘉手納高層住宅PHC 500mm杭などは、その一例であり、いずれも破損度が少ないと確認された。

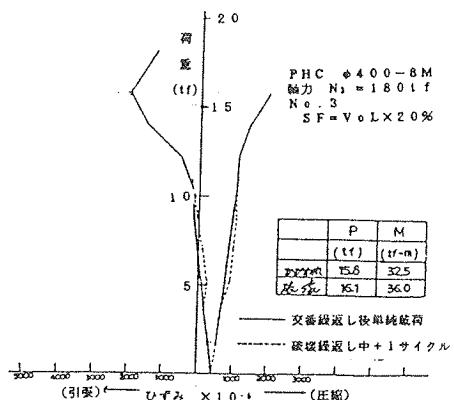


図-6 荷重とひずみとの関係（軸力一曲げ試験）

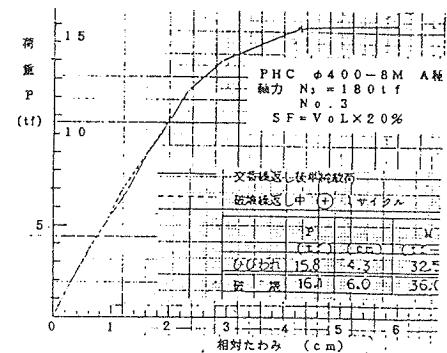


図-7 荷重と相対たわみとの関係（軸力一曲げ試験）

表-5 180屯軸力曲げ試験結果

(PHC-A φ400×8m)

種類	ひび割れモーメント			破壊モーメント			変位 中央部 δ mm	貫入量 ΔP %
	A	B	C	A	B	C		
	tf-m	tf-m	tf-m	tf-m	tf-m	tf-m		
規格値	18.6	20.6	22.0	26.4	27.5	28.3		
	22.2			33.2			23	30
	23.7			34.5			28	31
実測値	28.5			36.1			27	35
	27.5			38.8			27	30
	32.5			36.0			27	43
安全率	1.19	1.08	1.01	1.26	1.20	1.17		0
	1.27	1.15	1.08	1.31	1.25	1.22		0
	1.53	1.38	1.29	1.37	1.31	1.28		1.0
	1.48	1.33	1.25	1.47	1.41	1.37		1.5
	1.75	1.58	1.48	1.36	1.31	1.27		2.0

* PHC-Aに統一して、テストを実施する。
すべて満足し鋼纖維混入率が増大すると
安全率が高くなっている。

8. 杭の周面摩擦に関する実験的研究

琉球大学 許 光瑞, 加藤 進
○浦添市役所 嘉手名 良昭, 飛島建設 玉城 政繁

1. はじめに

構造物を支持する基礎杭は、地震等により軸方向の繰り返し荷重を受けた杭の周面摩擦力と、引き抜き試験から求めた周面摩擦力とは異なることが考えられる。しかし、これらの問題に関する研究資料は少ないので現状である。そこで本研究は、砂質地盤における模型実験によって杭に繰り返し荷重を与えた場合、杭の周面摩擦力がどのように変化するかなどの基本的な挙動を調べるものである。

2. 実験概要

1). 模型地盤 実験には豊浦標準砂を用いた。供試体密度は予備実験に基づき、図-1の装置を用いて、DENSE(Dr=75 %)・MEDIUM(Dr=53.5 %)の2つを設定した。

2). 模型杭 実験に用いる模型杭は外径1.6cm、長さ80cmと30cmの鋼杭である。杭頭部にはネジ加工をほどこし、加力部と接続できるようになっている。本研究は杭の先端部における支持力を除去し、杭の周面摩擦力のみを測定することを目的とするものである。そこで砂を詰める前に杭の先端部に、支持力を除去するための容器を(図-2)設定した。容器の上ぶたはパラフィンで加工され、杭との間に潤滑剤(WD-40)を塗布した。

3). 実験方法 杭と加力部を結合した後に、所定の密度が設定できるように砂を詰めた。試験は変位制御方式で行った。杭に任意の繰り返し変位($\pm \Delta S$)を与え、そのときの荷重の値を測定するものである。実験は一方向載荷と繰り返し載荷試験を行い、載荷は押し込みからの開始と引き抜きからの開始のそれぞれについて行った。繰り返し回数は10回とした。又、繰り返し載荷終了後、ひきつづき一方向載荷試験を行い、繰り返し履歴による周面摩擦力の変化を調べた。加力装置には電動可変速モーターを用い、杭に繰り返し変位($\pm \Delta S$)を与えた。又、変位速度は4mm/minとした。

実験シリーズを表-1に示す。

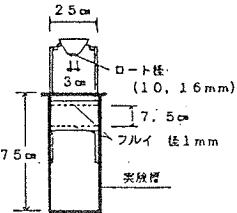


図-1 密度設定用装置

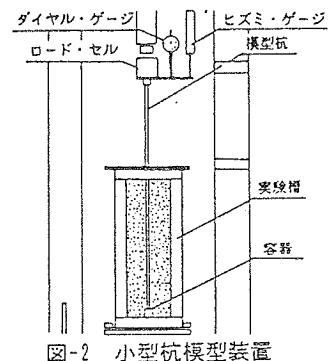


図-2 小型杭模型装置

表-1 実験シリーズ

繰り返し載荷試験			
切入深度 Df (cm)	押しほみ 引き抜き	せり返し数 $\pm \Delta S$ (回)	杭
Df=30cm	押しほみ	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0 0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	密度をDENSE, MEDIUMに設定して、正負10サイクルの長り返し載荷を行なう。
	引き抜き	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	押しほみ	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	引き抜き	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	押しほみ	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	引き抜き	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	押しほみ	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	引き抜き	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	押しほみ	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
	引き抜き	0.5 1.0 2.0 3.0 6.0	
一方向載荷試験			
切入深度 Df (cm)	押しほみ 引き抜き	杭	
Df=30cm	押しほみX3 引き抜きX3	密度をDENSE, MEDIUMに設定して、一方両	
Df=60cm	押しほみX3 引き抜きX3	載荷を行なう。	

3. 実験結果および考察

1). 一方方向載荷 図-3にDENSEの場合の最大周面摩擦応力度と根入れ深さの関係を示す。図中には、主動土圧のときと受動土圧のときの計算式で求めた値を実線で示しておく。押し込むときの摩擦応力度が、引き抜き時よりも大きい。これは、押し込み時には杭周辺の砂が密になり、引き抜き時にはゆるくなるためであると考えられる。根入れ深さ $D_f=30\text{ cm}$ と 60 cm どちらも、ほぼ同程度の摩擦応力度である。MEDIUMの場合にもほぼ同様な結果を得た。

2). 繰り返し載荷 図-4に荷重～変位曲線の一例を示す。変位の進行と共に荷重は増加し、変位が、1.5mm近くになるとほとんど変化がなく変位が進行している。その後、繰り返し変位を与えると、繰り返し回数が増すにつれ荷重は低下し、一定荷重に落ち着く傾向にある。図-5に各サイクルの変位 ΔS (押し込みは $+\Delta S$ 、引き抜きは $-\Delta S$)の時の荷重を、第1サイクルの最大荷重で正規化したものと繰り返し回数との関係の一例を示す。第1サイクルから第2サイクルにかけて、荷重が急激に低下している。特に引き抜きは顕著である。繰り返し変位($\pm \Delta S$)が大きいものほど、少ない繰り返し回数で荷重が低下している。これは、繰り返し変位($\pm \Delta S$)が大きいものほど杭周辺の砂が、よりゆるくなる方向へ働くためであると考えられる。砂の密度・杭の根入れ深さが変化しても、ほぼ同様の傾向を示した。

3). 繰り返し後的一方向載荷 図-6 繰り返し後の最大摩擦力と繰り返し変位の関係を示す。図中に、主動土圧のときの計算結果を破線で示し、一方方向載荷の結果を縦軸上に示す。繰り返し載荷($\pm \Delta S$)が大きいものほど、摩擦力の低下が大きい。繰り返し載荷により摩擦力は、主動土圧のときの計算値近くまで低下している。摩擦力は、MEDIUMよりもDENSEの方が大きい。 $D_f=30\text{ cm}$ の場合も、ほぼ同様の傾向を示した。

4.まとめ

以上の事をまとめると、次の様である。

1). 押し込みと引き抜きの摩擦力は、異なっており、押し込みの摩擦力が大きい。

2). 周面摩擦力は、繰り返し載荷に伴って徐々に低下し、一定荷重に近づく傾向を示す。その値は、主動土圧のときの計算値付近である。

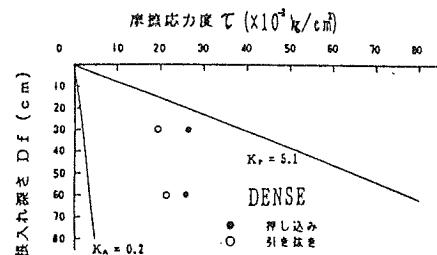


図-3 根入れ深さと摩擦応力度の関係

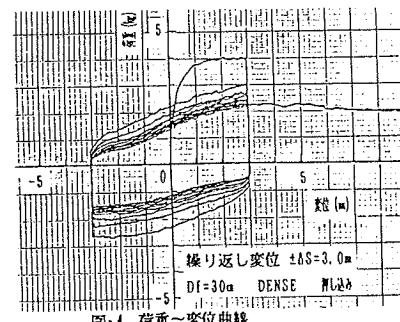


図-4 荷重～変位曲線

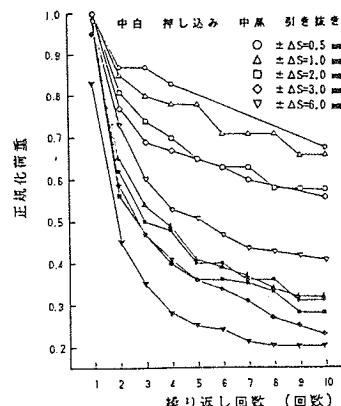


図-5 正規化荷重と繰り返し回数の関係

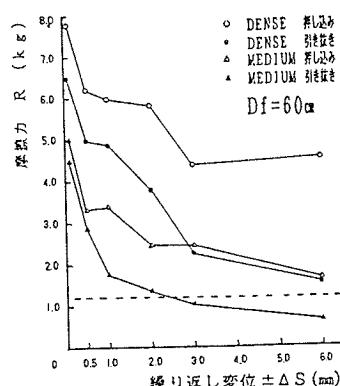


図-6 摩擦力と繰り返し変位の関係

9. 急傾斜崩壊危険箇所

○ 日興建設コンサルタント 新垣 善則
新城 三男

調査は那覇市土木部の依頼により、那覇市全域（面積37.81km²）における急傾斜危険箇所、地すべり危険箇所及び土石流危険渓流箇所を抽出した。さらに、それらの危険順位決定並びに概略防止対策工の検討を行うことにより、危険区域の分布の全貌を把握し、今後の災害防止対策の資料に供した。ここでは急傾斜地危険区域分布の全貌について紹介する。

調査の手法は、まず文献調査・空中写真・地形図判読といったデータの収集、次に現地踏査による危険箇所の決定・安定度検討のデータの取りまとめ、最後に危険度の高いAランクについては今後の調査計画の立案及び概略防止工の検討を行った。

調査対象となる危険箇所はいずれも建設省の調査要領に基づき、危険度の高い順にA、B、Cランクとした。

急傾斜地崩壊危険箇所はその成因の違いから自然斜面と人工斜面に区分できるが、対象箇所はそれぞれ136ヶ所、92ヶ所となった。危険箇所は市街地を除く地域で万遍なく分布しており、曙～天久～安里～真嘉比地域、首里地域一円、樋川～国場～上間地域、松川～繁多川地域となる。自然斜面における危険度A、B、Cの箇所は、それぞれ98、31、7箇所であり、特に危険度の高いAランクは全体の72%を占める（図-1）。また、人工斜面における危険度A、B、Cの箇所はそれぞれ18、54、20箇所であり、危険度Aランクは全体の20%を占める（図-2）。

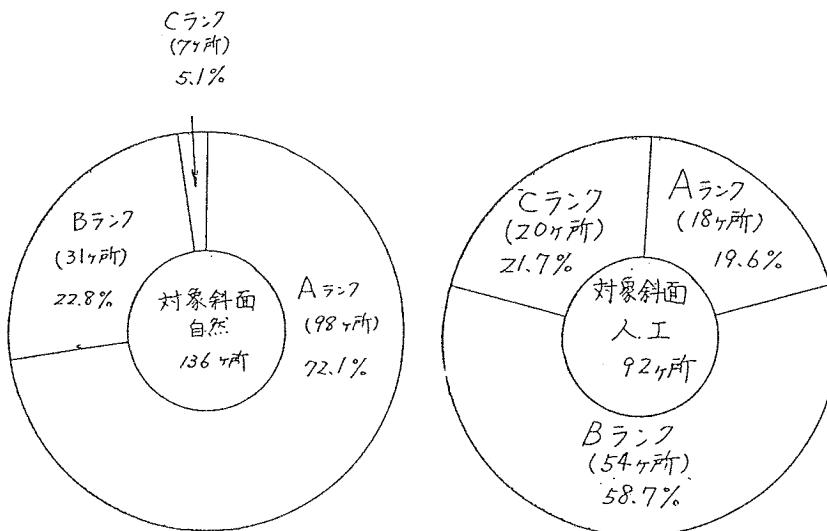


図-1

図-2

自然斜面は地質別斜面でみると、砂岩（互層を含む）と石灰岩から構成される斜面が最も多く、さらに危険度Aを示す箇所についても、砂岩、石灰岩で過半数を占める（図-3、図-4）。このことは砂岩や石灰岩が自然状態で風化・浸食に強く高い急斜面を形成していることを表す。

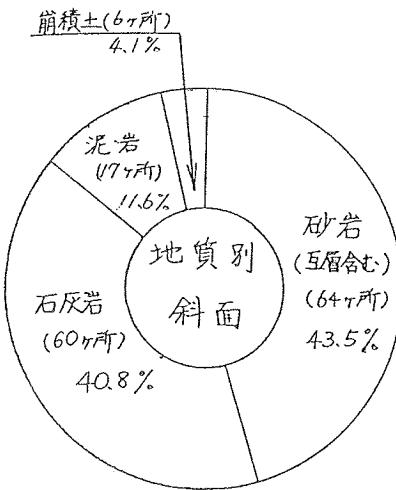


図-3

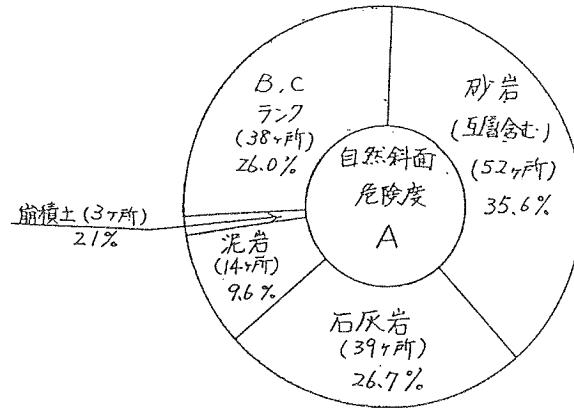


図-4

一方、対象箇所に対する危険度Aとなる割合を表-1に示す。

表-1によると、危険度Aの比率は危険な順に、泥岩・砂岩・石灰岩・崩積土となる。また、表-2に危険度Aの点数に大きく貢献する要素（高さ10m以上、オーバーハング、崩壊）について、地質別に示す。

表-1

	対象箇所	危険度A	危険度Aの比率
砂 岩	64	52	81.3%
石 灰 岩	60	39	65.0%
泥 岩	17	14	82.4%
崩 積 土	6	3	50.0%

表-2

地質の種類 (Aランクの箇所数)	危険度Aの箇所数		
	高さ10m以上 (7点)	オーバーハング (3点)	崩壊 (3点)
砂 岩 (52ヶ所)	31	43	36
石 灰 岩 (39ヶ所)	34	33	11
泥 岩 (14ヶ所)	13	3	6

地質別にまとめてみると、砂岩はいずれの要素も含んでおり、地形面が垂直状態にあり、剥離及び表層型の崩壊が多いことを表す。しかし、崩壊の形態・性質等から考えると、危険度Aの示す緊急性は比較的小さいと考える。

石灰岩は主として高さ10m以上、オーバーハング地形を形成している箇所が危険度Aランクを示すといえよう。逆にいえば、現在崩壊が発生している箇所又は危険な箇所についての早急な対策が望まれる。

泥岩は主として高さ10m以上、崩壊の発生している箇所が危険度Aにランクされている。また、崩壊の発生している箇所は地表水を集めしやすい状況にある。特に、造成工事等に伴う切り土工事には末端部の応力開放のみならず、地質構造（断層・節理・層理面）に左右されやすいため、大規模な崩壊（地すべり性崩壊）につながる可能性がある。したがって、斜面への地表水流入をさけ、斜面勾配の緩い対策が望まれる。

人工斜面は地質別斜面でみると、泥岩と石灰岩から構成される斜面が最も多く、危険度Aを示す箇所についても全体の14%となる（図-5、図-6）。

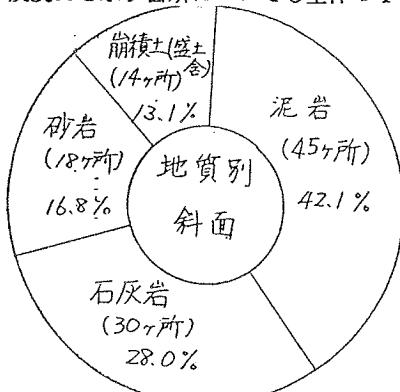


図-5

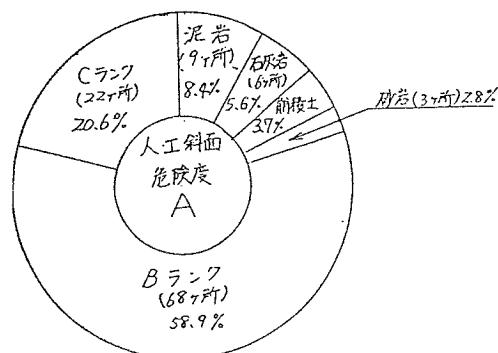


図-6

また、表-3に危険度Aの点数に大きく貢献する要素（高さ10m以上、オーバーハング、崩壊、防止工事の技術的基準、構造物の異常）について、地質別に示す（表-3）。

表-3

地質の種類 (Aランクの の箇所数)	危険度Aの箇所数				
	高さ(10m 以上) 7点	オーバー ハング(3点)	崩 壊 (3点)	防止工事の技術 不満足(3点)	構造物の異常 (3点)
崩積土(盛土) (4ヶ所)	0	3	-	4	4
泥 岩 (9ヶ所)	6	7	2	9	5
石 灰 岩 (6ヶ所)	5	3	1	6	5
砂 岩 (3ヶ所)	3	3	1	3	-

崩積土（盛り土）はいずれも構造物の異常が認められるため、危険度Aとなる。工事の技術的基準が問題となる。

泥岩は自然斜面の末端部を切り取って構造物を築造した箇所が多く、地山深く切り取った斜面や斜面を整形した斜面は地表水を集めやすくしている。斜面全体の対策が望まれる。

石灰岩は地下水が浸透しやすいため、石積みや間知等の異常が多く認められ、地下水の排除を充分考慮した斜面対策が望まれる。

砂岩は地形面が垂直の状態でも比較的安定しており、崩壊の形態としても斜面中～上部の風化部が剥離～表層型の崩壊を示す。そのため、斜面下部だけでなく、斜面上部までの斜面対策が望まれる。

以上が危険度と地質についての所見であるが、危険度Aとした斜面がすべて対策に緊急を要するものではなく、斜面対策が早急あるいは将来的に必要な箇所は環境対策（公園・緑地・文化財等）も考慮した上で実施されたい。

10. 宮古島の地すべり

城辺町役場 建設課 松川 修
(株) 沖縄技術コンサルタント
吉沢 光三 ○松田 保

1. はじめに

宮古島に広く分布する新第三系島尻層群泥岩地帯では、集中豪雨等を誘因として、初生的な崩壊型泥岩すべりが発生している。一般に、三紀層すべりの形態や運動形式は詳細にみると多様であり、岩すべりと呼ばれているものでも緩慢な変動のクリープ型すべりから、加速度的な変動をする崩壊型すべりまで種々の型がある。

宮古島に多く発生している地すべりは、前兆期間が非常に短いことや激しい活動のために、重大な被害を与える危険性が高く、地すべり機構の解明が急がれている。昭和60年8月に発生した町道123号線の地すべりについての一部を報告する。

2. 地すべり発生状況

地すべりは、図-2の地すべり平面図に示されるAブロック、Bブロック、Cブロックに発生した。Aブロックにおいては、道路が100mにわたって切断され、末端部の牛舎に土砂が流れ込み17頭の牛が生き埋めとなった。Bブロックは、末端部の移動でブロック全体の不安定化。Cブロックは、約160mにわたり落差0.5m～1.0mの亀裂（写真-1）が発生し、不安定の状態となった。その後の集中豪雨によって、道路が切断（写真-2：4ヶ月後）する地すべりが発生した。ちなみに、そのときの降雨量は、60年8月が321mm、60年12月が186mmであった。

3. 地質構造

島尻層泥岩は脆性度の高い「ひずみ軟化型」の過圧密海成粘土で、沖縄本島中南部一帯から宮古島にかけて広く分布する。

地すべり地の地質構造は、走向N 50° W～N 50° E 傾斜は 8° NE～ 12° SEでほぼ水平である。この泥岩を切る多数の小断層の発達が確認された。小断層は、NW-SE系北東落



写真-1 8月時のすべり



写真-2 12月時のすべり

ちの傾斜のものと、NEE-SWW系北落ち傾斜のものがある。断層間隔は数cmから数m程度で、断層面は開離接触型でSlickenside(鏡肌)の発達が著しい。地すべりの形状は、泥岩中の小断層の弱面によって規制されている。この関係を示したのが図-1である。

すべり方向は、頭部滑落崖の断層の傾斜方向と断層同士のくさび方向と中間方向である。一方、主働部のすべり面傾斜は約13°であるが、この面と直接一致する弱面はない。もっとも近い面は、層理面であるが約10~20°の差がある。これらの地質構造が、2次すべりの4ヶ月間の遅れとなつた原因の一つである。

当地すべりについて、調査解析から対策まで一連の検討を別な機会報告する予定である。

図-1 例：十断面の点、---断面の太円、·断理面の極、-----断理面の大円

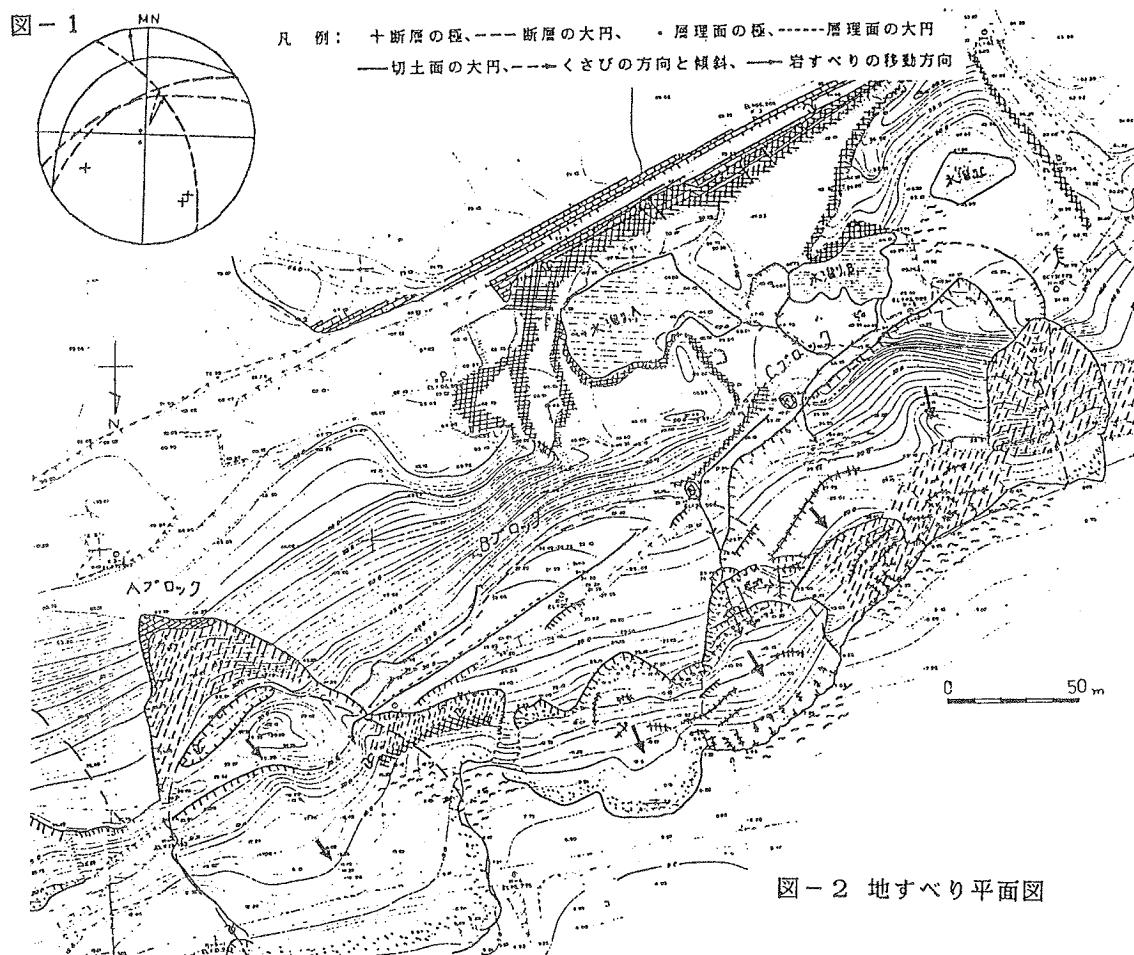


図-2 地すべり平面図

例

A: 前縁土 (石灰岩表面を浸入する褐色粘土)
B: 硫球石灰岩 (坚硬、薄壁、褐色粘土をはさむ)
C: 風化部 (風化部は淡褐色を呈しややくろい。
新鮮部は木色を呈しやすい。
N 30°30' - 70°SE の管理田と小町屋が基盤している。)
D: 断層 (岩石をひらき小断層がが多い。)
E: 地すべり面
F: 張り地盤 (地すべり部の溝溝や落差を生じる地盤)

→ 向斜傾斜 (管理田)
→ 地すべり (地すべり出しにさき毛裂)
→ 未端部のけし出し
→ 斜面部の上砂 (太田・金子・中野がされている。)

A: 滞留水に一時的にたまう。
B: 水深が深く、滞留水がある。
C: 大量ではないが、旱季水がある。

→ 表流水系路

→ 育成地は水没 (地すべり活性化)
に多くの落砂している。

11. 補強土工法と施工例

三井石化産資(株) 高岡恭三

1. ジオグリッドによる補強土工法

土質構造物の内部にポリマー系網状材料を敷設して土の安定性を増す工法が脚光を浴びてきた。このジオグリッドは前以って細孔をもったポリマーシートを延伸して、引張り強度を増大させたもので多くの特性を生かして、緩急勾配盛土、軟弱地盤上の低盛土、路盤の補強、基礎マットレス、アスファルト補強、その他の分野に利用され始めた。一方関連研究も活発で産官学の民活共同研究も進められ、経済的合理的設計、施工のマニアル化に向けて研究が続けられている。

(1) 力学特性

代表的製品(図-1)の力学特性を表-1、図-2に示す。ジオグリッドが応力をうけるとポリマー特有の粘弾性的特性をあらわす。すなわち荷重や温度によって荷重～ひずみ～ひずみ速度の関係が異なる。そこで補強効果を半永久的に期待するようなケースでは、設計強度は規格強度にクリープ現象を考慮した許容応力係数を掛けて低減した数値を使用する。

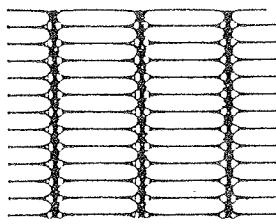


図-1 グリッドの製品例

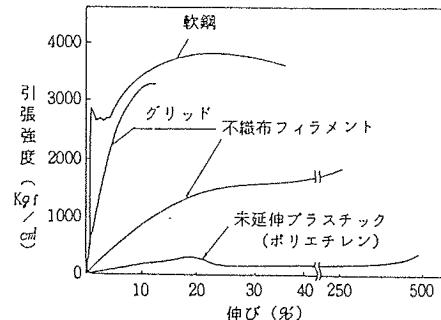
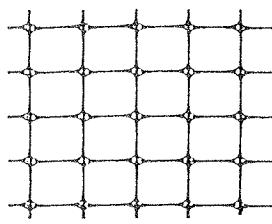


図-2 各種資材の強伸度特性

(2) 耐久性

耐薬品性、耐腐食性については鋼材より優れ、強酸性(温泉地帯など)、アルカリ性、バクテリヤなどに対しても強い抵抗力を示す。紫外線と熱に対してはこのままの素材では若干問題があるので、カーボンブラックを混入したり、特殊な熱処理を加えて耐候性を向上させていく。

このような特性をもったジオグリッドによる補強土工法の長所、短所はつぎのとおりである。

- (1) グリッドの格子構造は、土を網目中に拘束することと、ストランドがもつ大きい引張り力とにより、土のブロックを一体化して強い構造体とする。
- (2) 広範囲の物性の土が利用できる。
- (3) のり面付近の締固めが十分できる。
- (4) 急勾配盛土の急速施工が可能となる。
- (5) 急勾配盛土の基礎は、コンクリート構造物のような特別な基礎を必要としない。
- (6) 摩壁などのコンクリート構造物と異なり、盛土材料さえ準備されれば、ただちに着工できるので工期の短縮となる。
- (7) 急勾配盛土でも、植生土のうを使ったり、種子吹付を行うことにより、自然景観にマッチした緑ののり面ができる。

表-1 グリッドの力学特性

銘柄	幅 (m)	ロール 長さ (m)	目合寸法(平均) (mm)		引張強度 (kgf/m)	
			たて	よこ	たて	よこ
A	4	50	28	40	1,500	2,800
B	3.8	50	53	71	1,900	2,600
C	1	30	110	22	8,000	1,300

短所

(1) 融点が他の土木資材より低い (PP 165° PE 130°) ので、野火のおそれのある個所では露出できない。

(2) 鋭利な刃物により傷つき易い。

2. 補強の原理と設計

グリッドの剛性により土を網目中に強く拘束し、大きい引抜き抵抗を発揮することと大きい引張り力により盛土の安定化を図ることができる。

(1) 緩勾配盛土の安定

極限平衡解析の手法の代表的なものとして円弧すべり面法が簡単で実用的である。

グリッドにより補強された盛土の安全率 F_s はつぎのとおりである。

$$F_s = F_{s0} + \Delta F_s = \frac{M_D}{M_0} + \frac{M_n}{M_0} \cdots (1) \quad M_n = R \sum_i^N T_D \cos \theta_i$$

F_{s0} : 無補強の場合の安全率 ΔF_s : 安全率の不足分

M_n : グリッドによる抵抗モーメントの増加分

N : グリッドの敷設層数

(2) 急勾配盛土の安定化

グリッドによる急勾配盛土の設計法が Jewell らによって提案されている。敷設ピッチは転圧基準厚 1 回毎にグリッドを一層敷き込むべき仮想的な最大深度を使って求める。敷設長さ L は法勾配角 β と盛土の内部摩擦角 ϕ' を用いて長さ係数 f を求めて計算する。

$$L = f \cdot \left(H + \frac{W_s}{\gamma} \right) \cdots \cdots \cdots (2)$$

(3) 路盤補強、基礎マットレスなど

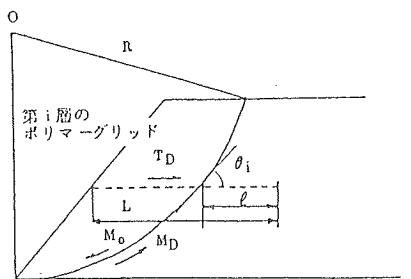
路床 CBR 値に基づいた補強路盤の厚さを弾性理論で設計する方法が実用的である。軟弱基礎の補強に使用するマットレス工法の設計はマットレスのせん断理論による方法、弾性床上の盤理論による方法などがある。このほか超軟弱地盤対策として、破壊沈下防止、トラフィカビリティー確保のためにテルツァギーの支持力理論とグリッドの引張り力を考慮した計算式がある。

3. 施工例

スライドにより標準工法、応用工法について説明する。

参考文献

- 1) Jewell, R.A., Paine, N., Woods, R.I. (1984). "Design Methods for Steep Reinforced Embankment". Proc. of Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London
- 2) J.P. Giroud, R. Bonaparte "Design of unpaved roads and trafficked areas with Geogrids" (Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering 1984.3 London)
- 3) 落合英俊ほか：硫酸イオンを含む地盤における住宅基礎、土と基礎 '86/6



M_o : 盛土の限界円弧すべり面における自重によるすべりモーメント

M_D : 土のせん断抵抗による抵抗モーメント
 R : すべり半径

T_D : ポリマーグリッドの許容引張り力

θ_i : 第1層のポリマーグリッドがすべり面となす角度

L : ポリマーグリッドの敷設長

ℓ : ポリマーグリッドの定着長

図-3 円弧すべり面法による解析

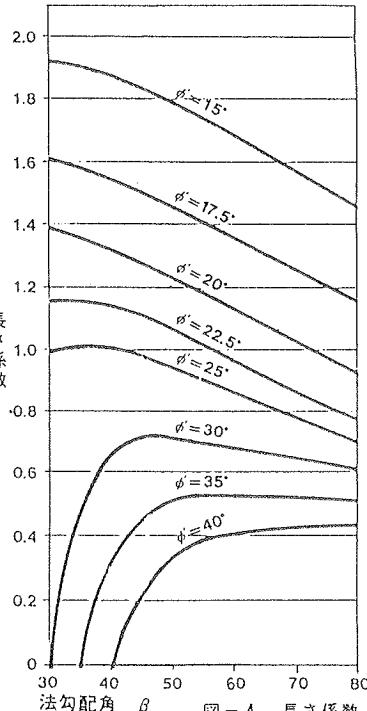
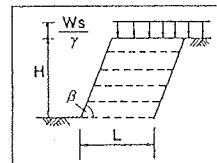


図-4 長さ係数

セ　ツ　シ　ヨ　ン　Ⅱ

12. 島尻層群泥岩土の横方向地盤反力係数K値

(株) 沖縄技術コンサルタント

小波蔵 政良 ○吉沢 光三 平良 聰

1. はじめに

杭基礎など水平力に対する検討を行う場合には、地盤の横方向の強度と変形特性を知ることは重要なことである。杭の水平力の問題については、多くの解析研究などが行われ種々提案されている。それらは、いずれも軟らかい地盤を対象としており、硬い地盤についてはほとんどないのが現状である。島尻層群泥岩土層において実施したボーリング孔内水平載荷試験結果を整理して、孔内K値をもとに杭に適用するKh値について検討した。

2. 試験及び試験地盤

横方向地盤反力K値の測定は、従来から種々の方法が提案されている。なかでもボーリング孔を利用して直接的に求める方法が主流である。今回は、そのボーリング孔内に載荷装置を挿入して、横方向に載荷させる方法によった。

試験地盤は、島尻層群泥岩土層を試験地盤とし、標準貫入試験で得られるN値が40以上の硬い地盤において実施した。ここで、島尻層群泥岩土層は無数の潜在的な地質分離面や不連続面が見られることから、実際の試験地盤のコア試料を採取し、観察した。

コア試料について一軸圧縮試験、分離面や不連続面が見らるため三軸圧縮（非圧密非排水）試験を実施した。

3. 結果の整理

試験の結果の整理は、それぞれの整理方法及び解析方法によって整理した。ここで、標準貫入試験は原則としてJIS規格に準じて実施し、貫入量が30cmに達しないものについては換算N値で整理した。

横方向地盤反力係数Kh値は、杭の基準変位量が1.0cmとし、杭径20.0cm～40.0cmで使用可能なKh値の検討を行い整理した。実際に、孔内でのKh値を杭のKh値に変換する場合においても、変位に対する非線形を除いても杭径（載荷幅）の問題が残る。したがって、Kh値で評価する場合に杭径の影響を受ける。これらの問題を考慮して整理したのが図-1のKh値とN値の関係である。この図にKh値の小さいAグループとKh値の高いBグループがあ

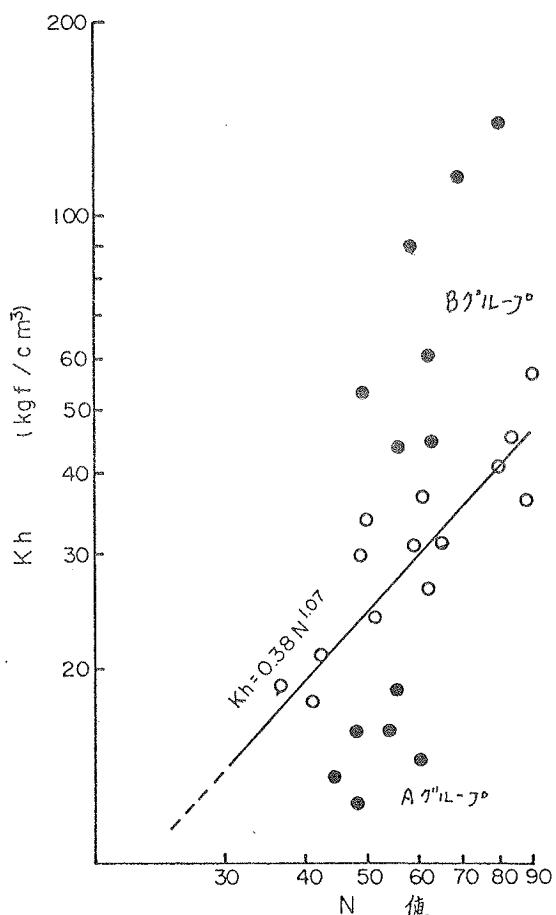


図-1 N値とKhの関係

り、それ以外は比較的よい相関がみられる。相関関係から、 $K_h = 0.38 N^{1.07}$ の関係が得られた。ここで A グループの試験地盤をコアー試料で観察した結果、泥岩層中に潜在的な方向性のない地質分離面や不連続面が観察された。また、B グループにおいてはほとんど分離面や不連続面が見られなかった。

図-2 に見られるように、一軸圧縮試験で得られた変形係数と三軸圧縮試験で得られた変形係数には差がみられる。これは泥岩土層中の潜在的な地質分離面等の影響によるものである。 K_h 値との相関性においては、一軸圧縮試験ではバラツキが明瞭であるが、三軸圧縮試験結果とはよい相関がみられる。三軸圧縮試験の場合は、分離面が拘束力の影響を受けているためである。³⁾ 一軸圧縮試験で得られる変形係数 E_u と K_h 値は、 $K_h = 0.012 E_u^{1.52}$ の関係が得られる。また、三軸圧縮試験で得られる変形係数 E_q と K_h 値は、 $K_h = 0.041 E_q^{1.41}$ の関係にある。

4.まとめ

今回報告した K_h 値は、横方向載荷試験で得られた結果を杭径 200mm～400mm の範囲内で、試験地盤とあわせて整理したものである。泥岩土層中には、潜在的な地質分離面や不連続面があり、N 値が 50 以上の地盤でも小さい K_h 値が得られるが、比較的よい相関性が見られ $K_h = 0.38 N^{1.07}$ を得ることができた。この値は、泥岩土層中の横方向地盤反力係数 K_h 値として、実用可能であるが、大口径などの杭においては検討の余地が残されている。力学試験などで得られる変形係数で K_h 値を推定しようとするならば、三軸圧縮試験のような拘束力のもとでの値が望ましいようである。泥岩はひび割れが発達したてたため、一軸圧縮試験結果では強度に影響するため、拘束力を受けたときの強度つまり三軸圧縮試験で行われた強度を適用するのが理想的である。

N 値 50 以上の硬い地盤で無数の地質分離面や不連続面が見られる地盤においての、 K_h 値の評価が問題となり課題である。今後、このような問題を解決していく方向で検討していくたい。

参考文献

- 1) たとえば 今井常雄他(1966～1970)：地盤の横方向 K 値の研究(1),(2),(3),(4)，土と基礎，VOL.14, NO.10, VOL.14, NO.11, VOL.17, NO.11, VOL.18, NO.1
- 2) 福岡正巳, 宇都一馬(1959)：ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向 K 値測定について，土と基礎特集号，NO.1, Aug
- 3) たとえば 吉中龍之進(1976)：岩石質地盤の強度に関する寸法効果，施工技術，第9巻第8号，PP.58～60

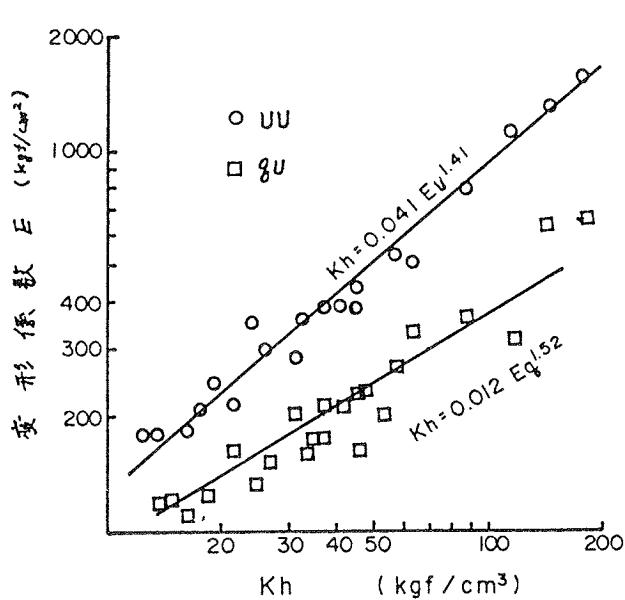


図-2 変形係数と K_h の関係

13. 島尻層群泥岩土（軟質土）の力学特性

（株）沖縄技術コンサルタント

吉沢 光三 平良 聰

（株）沖縄建工 ○伊保 敏彦

1. はじめに

島尻層泥岩は脆性度の高い「ひずみ軟化型」の過圧密成粘土で、沖縄本島虫南に広く分布する。泥岩は、地質履歴によって幅広い力学的性質を示すことが知られているが、正規圧密に比べるとまだ未解明のところが多い。

そこで今回は、泥岩でも比較的軟質泥岩の不搅乱試料について、圧密非排水（CIU）と過圧密比を変化させた圧密非排水（CIRIU）試験を実施する機会を得たので、試験結果もあせて報告する。

2. 試料及び試験

試料は、N値（標準貫入試験）が30前後の軟化泥岩を乱さないで採取したものである。試験は、供試体の大きさが直径5.0cm、高さが10.0cmの円柱形で、等方圧密非排水（CIU）及び等方圧密非排水（CIRIU）試験を実施した。CIRIUは、等方圧密した後に等方で膨張させた圧密後に非排水試験を行う試験である。試験中一定の背圧（バックプレッシャー：2.0Kgf/cm²）をかけた。圧密を促進させるために、供試体に単槽状のドレンペーパーをまきつけた。圧縮速さは $\varepsilon=0.088\%/\text{min}$ で、供試体の下部で間げき水圧を測定した。

試験に用いた試料の物理特性を表-1に示した。

表-1 物理特性

含水比	比重	WL	WP	IP	礫分	砂分	シルト分	粘土分
36.5	2.78	61.9	35.6	26.3	0	3.5	41.9	54.6

3. 試験結果の整理

図-1に非排水強度 S_u と σ_{ic}' の関係を示した。過圧密領域においては、CIUとCIRIUともほとんど同一線上にあるが、 S_u 正規領域に近づくとCIUの方が大きくなる傾向にある。破壊基準は、Hobbs等が提唱しているべき関数で表されるようである。

図-2にCIUとCIRIU試験の有効応力経路を示した。両者を比較してみると、せん断初期における経路は同じであるが、応力状態では破壊時近傍では異なる。

応力が低い段階においては、ピーク後

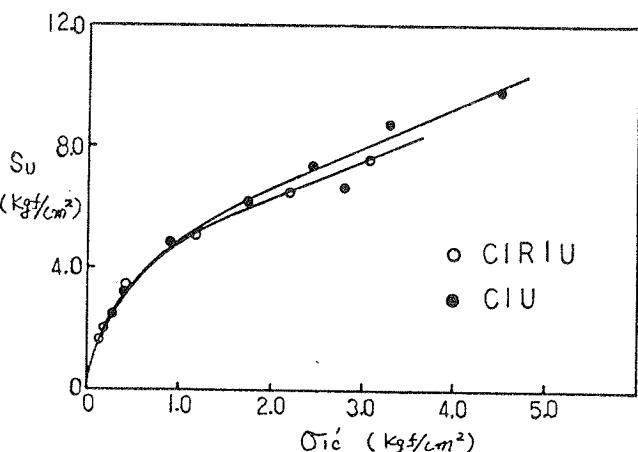


図-1圧密（膨張）圧力と非排水強度の関係

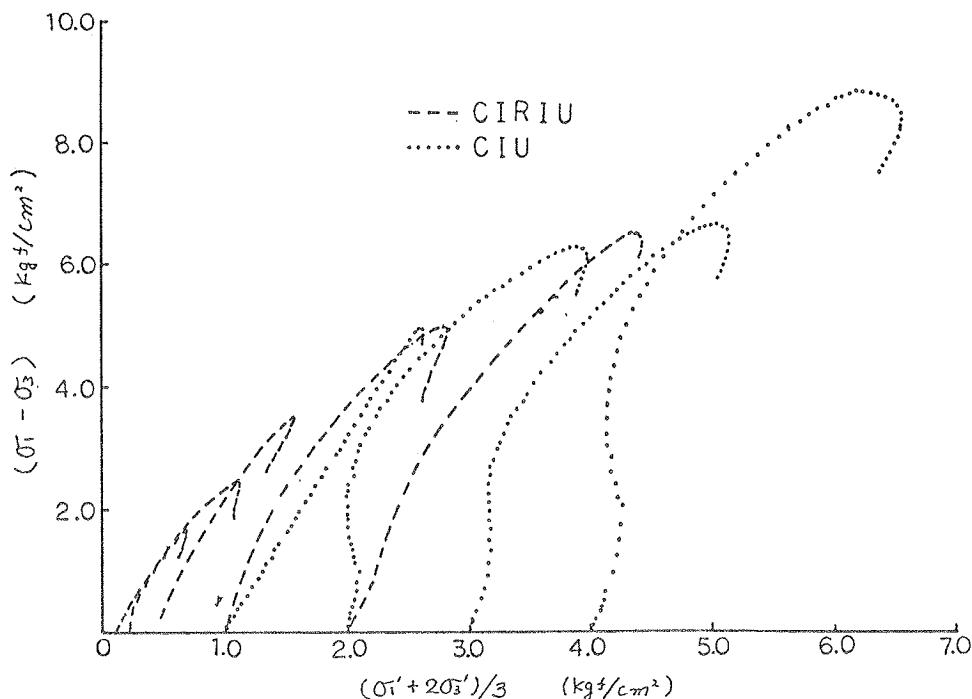


図-2 有効応力経路

に急落するが、高いレベルになると徐々にピークが現れる。ひずみ硬化ならびにひずみ軟化を示し、破壊包絡線が応力の原点を通らない曲線となる。

間げき圧係数 A_f と過圧密比 $n(OCR)$ の関係を図-3に示した。これによると $OCR \geq 6$ で $A_f < 0$ である。この結果は中瀬等の結果と一致している。

4. あとがき

軟質岩であっても実際の岩盤においては、節理などの地質分界面を有しているので、その力学特性は岩盤を構成する岩自体はもとより不連続面の影響を受けるので、その度合を正しく把握し評価する必要がある。

今後は、これらを考慮して進めていくつもりである。

参考文献

- 1) Hobbs, D.S., Int.J.:Rock Mechni. Minning Soi., Vol.3, 1966, PP.11~14.
- 2) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野(1969): 圧密及び膨張による飽和度の, 港湾技術研究所報告, VOL.18, NO.4

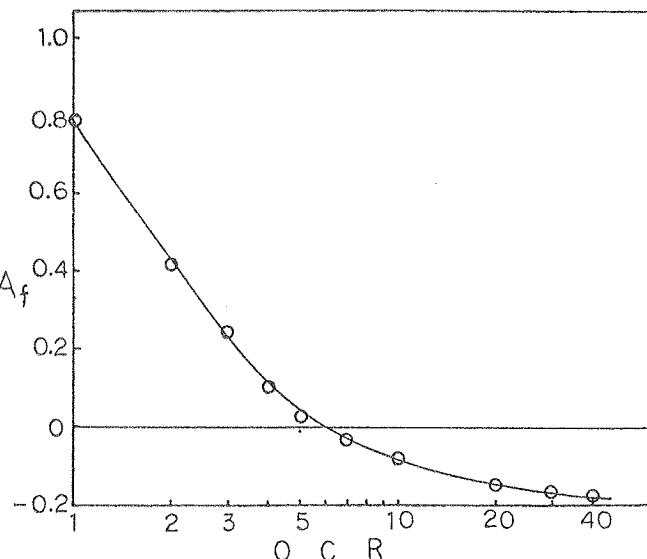


図-3 過圧密比と破壊時間げき水圧係数の関係

14. 粘性土の力学特性（その1）

(株) 沖縄技術コンサルタント
吉沢光三 ○平良 聰

1. はじめに

軟弱地盤においては、現在に至るまで多くの研究が行われ、数々の成果が挙げられている。本論文は、沖縄中部に分布する粘性土において、一連の室内試験を行いその力学特性について報告する。

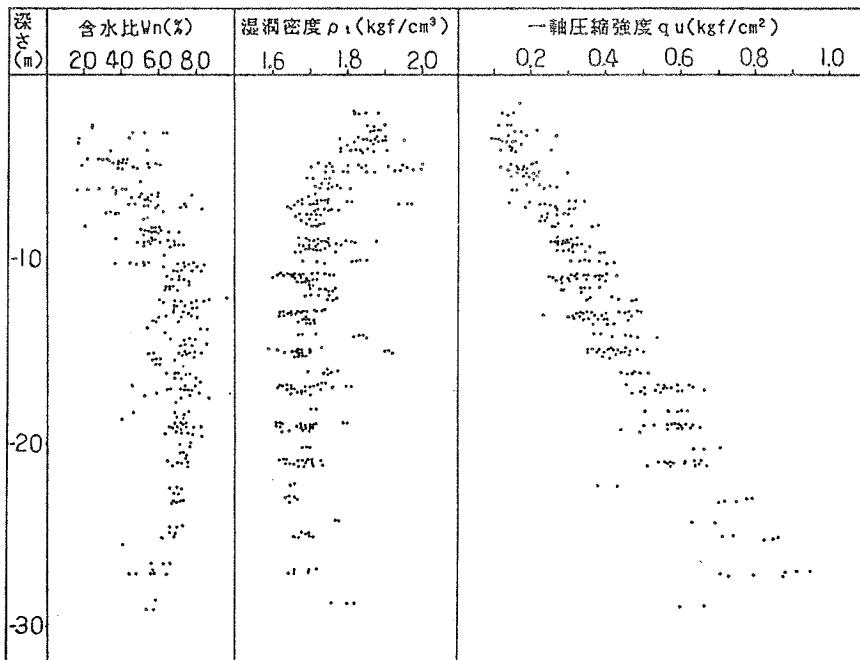
2. 試 料

試料は、固定ピストン式シンウォールサンプラーにより採取された不搅乱試料を用いた。実施した試験は、物理試験と力学試験で、力学試験は一軸圧縮試験及び三軸圧縮試験(CU)を実施した。

3. 試験結果

物理的性質は、比重 $G_s = 2.70 \sim 2.80$ 、液性限界 $w_L = 35 \sim 80\%$ 、塑性限界 $w_p = 15 \sim 35\%$ となっている。また、図-1には含水比 $w_n (\%)$ 、湿潤密度 $\rho_t (\text{tf}/\text{m}^3)$ 及び一軸圧縮強度 $q_u (\text{kgt}/\text{cm}^2)$ の結果を深さ方向との関係でそれぞれに示したものである。この図において、含水比 $w_n (\%)$ ・湿潤密度 $\rho_t (\text{tf}/\text{m}^3)$ は、10 m付近までばらつきが目立つが、それ以深は比較的ばらつきが少ない。一軸圧縮強度 $q_u (\text{kgt}/\text{cm}^2)$ は、深度が深くなるにしたがい直線的に増加しており、この粘土が正規圧密状態にある傾向を示している。

図-2は、変形係数 E_{50} と一軸圧縮強度 $q_u (\text{kgt}/\text{cm}^2)$ との相関関係を示したものである



が、図に見られるように変形係数は、一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm^2) にほぼ比例し、よい相関がみらる。この相関関係から $E_{50} = 80(q_u/2)^{2/3}$ が得られる。有明粘土の $E_{50} = 160(q_u/2)^{2/3}$ と比較すると、小さな値を示しているようである。図-3には、ひずみ ε ~ 主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) とひずみ ε ~ 間隙水圧 u (kgf/cm^2) の関係を示した。この図より応力は、2~3%のひずみまでは急激に増加するが、それ以降はあまり変化はみられない。図-4のモールの応力円から、強度定数は全応力で表示すると $c_{cu} = 0.12 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、 $\phi_{cu} = 15.0^\circ$ 、有効応力で表示すると $c' = 0.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、 $\phi' = 31.0^\circ$ が得られた。これらの値から強度増加率を求めるとき、強度増加率 $Cu/p = 0.24$ が得られた。

4. まとめ

今回実施した試験より、一軸圧縮強度は、深さ方向に直線的に増加し、普通一般に言われている正規圧密粘土と同じ様な傾向を示している。

また、変形係数 E_{50} と q_u の関係は、よい相関関係にあり $E_{50} = 80(q_u/2)^{2/3}$ の関係が得られた。

強度増加率 Cu/p は、 $Cu/p = 0.24$ が得られた。

参考文献

- 1) 奥村樹郎：粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究、港湾技研資料、No.193、1974年
- 2) 渡辺進：軟弱地盤とその調査、工学的な性質、土質基礎工学ライブライマー1、第1編、第3章、pp. 81~136、土質工学会、1966年
- 3) 宮原吉秋：軟弱地盤における土質調査とその活用方、干拓堤防、施工技術、3巻、2号、pp.31~36、1957年

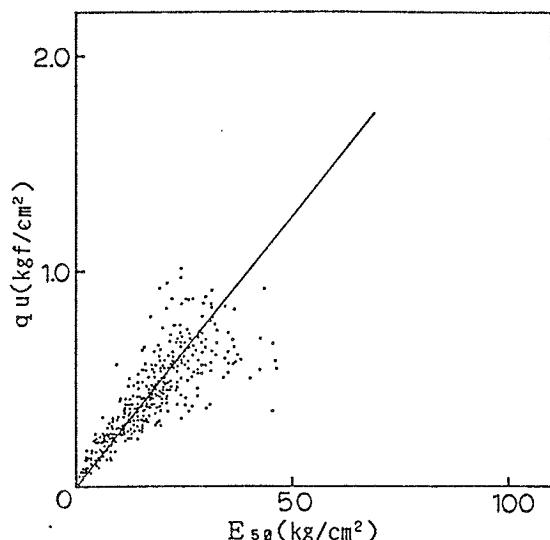


図-2 一軸圧縮強度と変形係数 E_{50} の関係

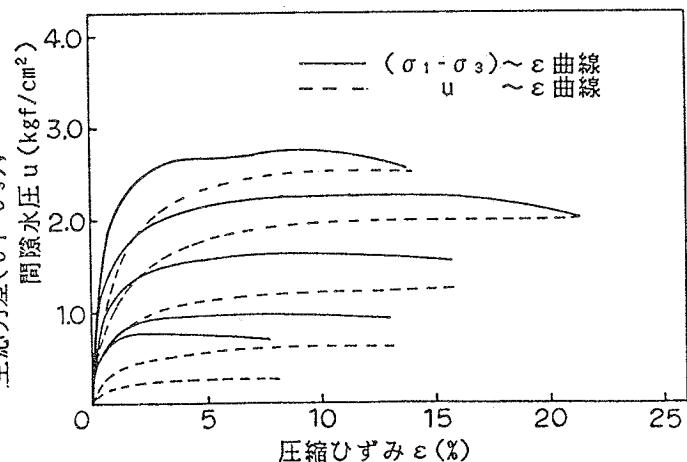


図-3 応力とひずみの関係

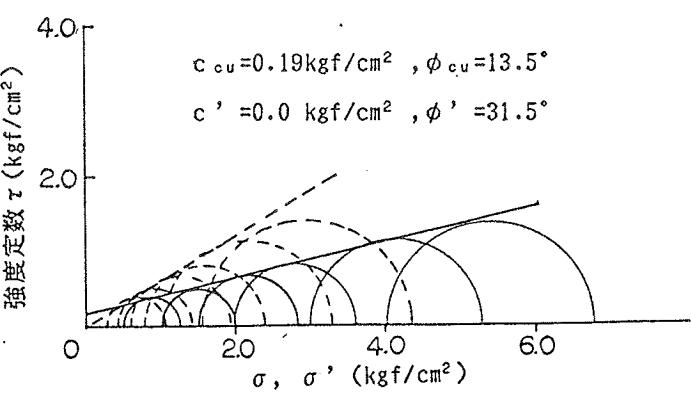


図-4 モールの応力円

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

1 はじめに

沖縄本島嘉手納から天原にかけての天原断層以南には通称クチャと呼ばれる泥岩層が広く分布している。この泥岩層は第三紀中新世から鮮新世（約1000万年～500万年前）にかけての海成堆積物であり、その物理的性質、力学的特性等は、たとえば「九州沖縄の特殊土」¹⁾等に詳しく述べられている。軟質な泥岩であることから工学的には重過圧密粘土とみることも可能であり、過圧密は、琉球石灰岩を圧密荷重とし、その後石灰岩が除去されたことによると考えられている。本研究はこの泥岩をハンマーで小さく粉碎し、加水して十分に練り返した後、再圧密し、人工的に正規圧密状態にした島尻粘土についてその物理的性質、力学的特性等を調べたものである。

2 試料準備の方法と物理的性質

実験に使用した試料は次に示す手順で作成したものである。

①気乾状態の泥岩を粒径2mm以下になるまでハンマーで打ち碎く。

②約1週間水浸する。

③液性限界の二倍以上の含水比として、ミキサーで十分練り混ぜた後、15cmモールドに移しかえる。

④0.5kgf/cm²の圧密圧力で20日間K₀圧密する。

①～④の過程を経て作られた正規圧密島尻粘土は、平均含水比w=51.2%，湿潤密度ρ_w=1.71kgf/cm³，飽和度100%，間隙比e=1.365である。

表-1 島尻粘土の物理試験結果

G s	L. L %	P. L %	IP %	粘土 %	シルト %	砂 %
2.78	60	32	28	52	41	7

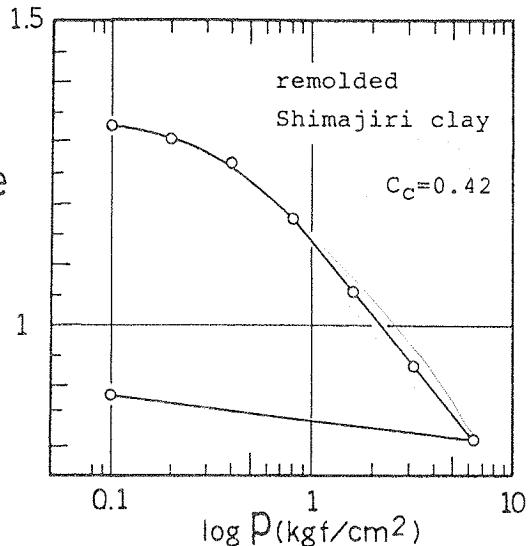


図-1 標準圧密試験 e - log p 関係図

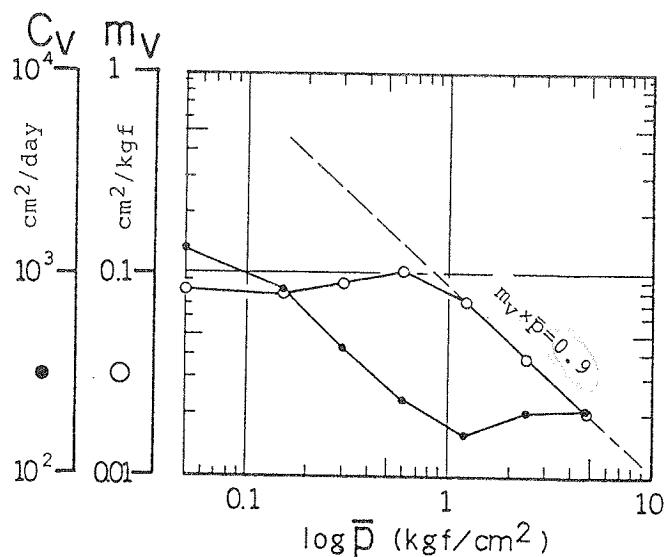


図-2 標準圧密試験 $\frac{\log m_v}{\log c_v}$ - $\log p$ 関係図

この島尻粘土の物理的性質は表-1に示すとおりである。日本統一分類法による分類名は、CH(高塑性, 高圧縮性粘土)である。

3-1 圧密特性

図-1に標準圧密試験(JIS A1217)による $e - \log p$ 曲線を示す。図-2に体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v と圧密圧力 p_c との関係を示す。図-1より圧縮指数 $c_s = 0.42$ 、膨潤指数 $c_r = 0.06$ となりこれらは小宮、新城等²⁾の結果に近い。また図-2より $m_v * p = 0.9$ の関係が成立することがわかる。

3-2 異方圧密期間中におけるひずみ経路と K_0 値

図-3に η 一定異方圧密期間中におけるひずみ経路(体積ひずみ v とせん断ひずみ γ との関係)を示す。応力比 η は(1)式によって定義される量で $\eta = 0$ は等方応力状態を表し、 η が大きくなるほど応力の異方性が高まる。また破壊時の応力比をMで表す。

$$\eta = q / p \quad (1)$$

$$p = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r$$

σ_a : 軸方向有効主応力

σ_r : 径方向有効主応力

v , γ は(1)式の p , q に対応するひずみでそれぞれ(2)式で定義される。なおひずみはすべて対数ひずみである。

$$v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (2)$$

$$\gamma = (2/3) * (\epsilon_a - \epsilon_r)$$

$\epsilon_a = \ln(H/H_0)$: 軸方向ひずみ

$\epsilon_r = \ln(R/R_0)$: 径方向ひずみ

(3)

図-3に示すひずみ経路線の勾配 $\Delta\gamma/\Delta v$ は η/M が大きいほど(圧密応力の異方性が大きいほど)大きくなっている。(2)式から

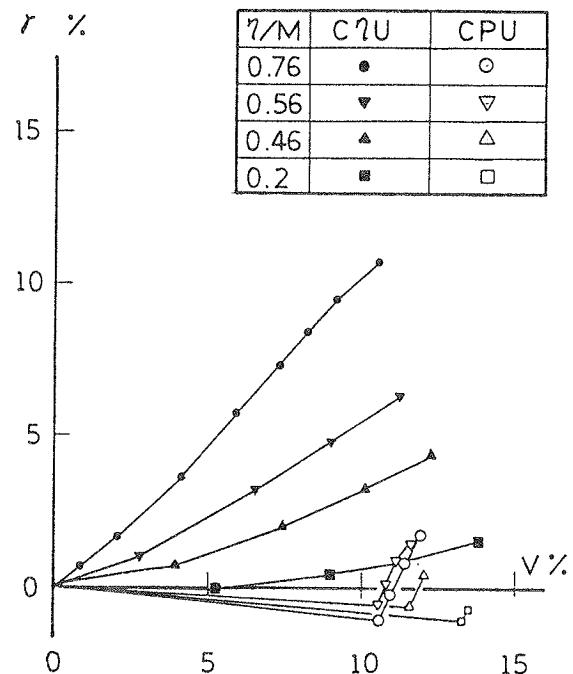


Fig.3 Strain paths during anisotropic consolidation.

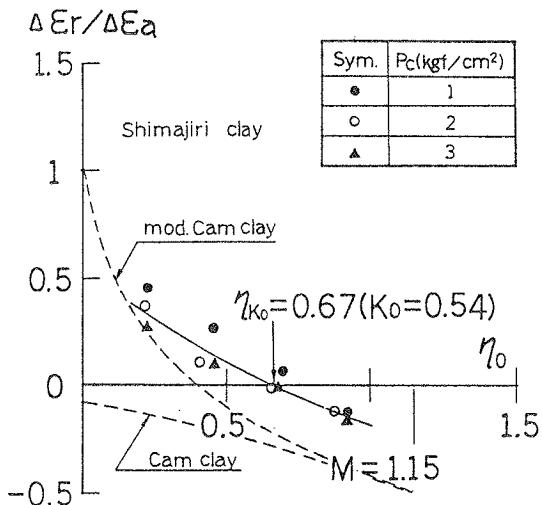


Fig.4 異方圧密応力比とひずみ増分比の関係

$$\frac{\Delta \gamma}{\Delta v} = \frac{2}{3} \frac{(1 - \Delta \varepsilon_r / \Delta \varepsilon_a)}{(1 + 2 \Delta \varepsilon_r / \Delta \varepsilon_a)} \quad (4)$$

が得られ(4)式にK_o条件、 $\Delta \varepsilon_r = 0$ を代入すると $\Delta \gamma / \Delta v = 2/3$ もまたK_o状態を表すことがわかる。図-4は η / M と $\Delta \varepsilon_r / \Delta v$ との関係を示しているが、この図よりK_o状態における応力比は $\eta_o = 0.67$ となる。

$$K_o = \frac{3 - \eta_o}{2 \eta_o + 3} \quad (5)$$

(5)式より練り返した島尻粘土の静止土圧係数は、 $K_o = 0.54$ となる。

3-3 非排水せん断特性

ここでは等方圧密粘土および異方圧密粘土の非排水三軸圧縮試験(CIU, CAU)の結果について述べる。有効圧密圧力は、1.0, 2.0, 3.0 kgf/cm²,せん断時のひずみ速度は1, 0.1, 0.001%/minである。実験はすべて1.0/kgf/cm²の背圧で行った。

図-5, 6に応力～ひずみ～間隙水圧関係、非排水ストレスパスを示す。両図に示すように、応力～ひずみ～間隙水圧関係、非排水ストレスパスは、せん断時のひずみ速度に影響されることが明らかである。島尻粘土のようにc'が小さく粘土の多い土では、ひずみ速度1.0%/minでは速すぎるようである。

図-7に破壊時の平均有効応力 p_f と偏差応力 q_f との関係を示す。プロット点は原点を通る直線上に並び、その勾配から $M = 1.15$ が得られる。Mとせん断抵抗角 ϕ' には(6)式の関係があり、 $\phi' = 28.8$ が得られる。

$$M = \frac{6 - 3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (6)$$

また以上の結果から、一次元圧密において鉛

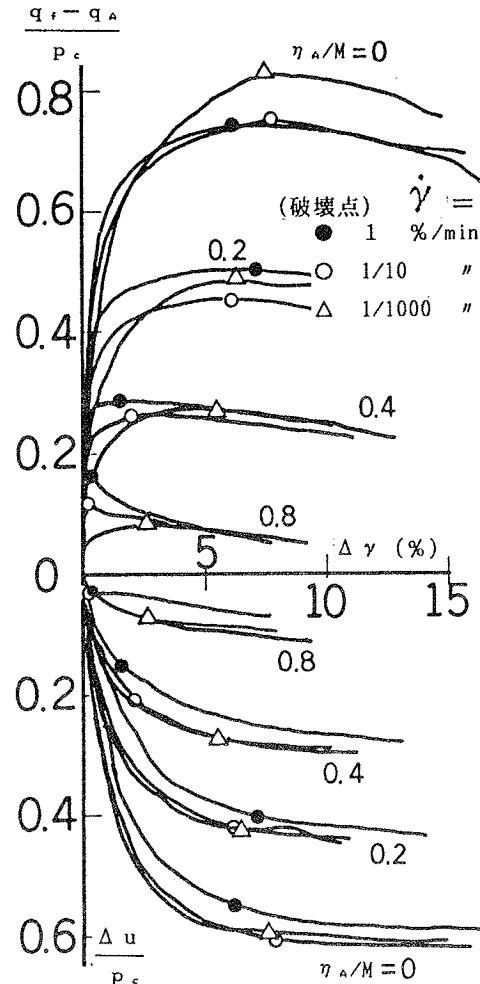


図-5 応力～ひずみ～間隙水圧関係図

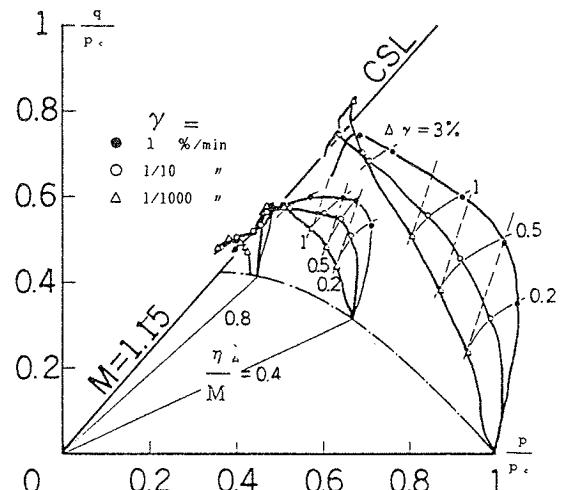


図-6 非排水ストレスパス

直方向の圧密荷重増分 (Δp_z) に対する非排水せん断強度 (c_u) の増加率 $\Delta c_u / \Delta p_z$ は 0.226 となる。粘土の単位体積重量 $\gamma = 1.65 \text{ t}/\text{m}^2$, 飽和度 $s_r = 100\%$ としてこの増加率を使って、自重圧密による一軸圧縮強度増加率を求めてみると、 $d c_u / d z = 0.28$ となる。この値は中城湾港での乱さない試料に対する観測値³⁾ 0.30 とほぼ一致する。

4 まとめ

以上、練り返し再圧密した島尻粘土について述べてきたがこれらをまとめると以下のようになる。

① 正規圧密状態の圧密特性値として圧縮指數 $C_s = 0.42$, 膨潤指數 $C_v = 0.06$ となる。また $m_v * p = 0.9$ が成立する。

② 正規圧密領域における静止土圧係数は、 $K_0 = 0.56$ である。

③ 三軸圧縮試験 (C U) における応力～ひずみ～間隙水圧関係、非排水ストレスパスはひずみ速度の影響を受ける。粘土の多い島尻粘土の場合、ひずみ速度 1%/min では速すぎ、過大な非排水せん断強度を与える。

④ 破壊時の応力比は $M = 1.15$ である。これは有効応力に関するせん断抵抗角 $\phi = 28.8^\circ$ であることと同じ意味を持つ。

⑤ 以上の諸数値を使って、自重圧密の完了後の深度に対する一軸圧縮強度の増加率を求めてみると、その値は、中城湾での乱さない試料での観測値と良く一致する。

参考文献

- 1) 新城俊也, 18章, 島尻層泥岩, 九州大学出版会, 1983-7, 227-237
- 2) 小宮康明, 新城俊也: 泥岩の圧縮特性について, 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 1984, 67-72
- 3) 上原方成, 新城俊也, 砂川徹男, 吉沢光三, 沖縄の土と建設工事, 土と基礎, 1888-3, 29-36

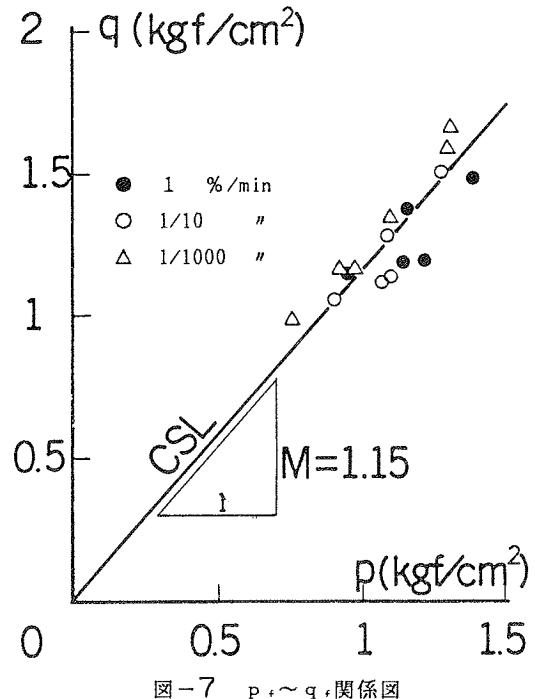


図-7 $p_z \sim q_z$ 関係図

16. 飽和粘性土の時間効果に関する分類と考察

琉球大学 大学院 下地 浩之

1. まえがき

土質材料は、他の構造材料と異なり、明確な時間依存性を有している。その土質材料を粘土・シルト系の細粒土と、砂れき系の粗粒土に分けると、前者に、より顕著な時間依存性が見られることが分かっている。

我々の研究室では、沖縄県の代表的な地盤構成土である島尻粘土を供試体として、関連発表で示した方法により、飽和粘土の持つ時間依存性に関して実験的解析を試みてきている。

今回は、その解析結果と、他の研究者による研究報告を示し、土質材料特有の時間依存性に関する分類例と、考察について報告する。

2. 土質材料の時間依存性に関する分類例と解説

表-1に島尻粘土の物理的性質を示した。

材料力学的立場での時間依存性とは、材料が外的作用に対して瞬間的に反応するのではなく、時間の経過を伴って外的作用に対する反応が発現する挙動および特性のことをいう。特に土質材料のもつ時間依存性については、上記の特性が、土自体の骨格構造上の粘性的性質に基づくものとしてとらえられている。

そのため、土質材料の時間依存性に関する研究は、粒径の大きな砂れき質土より、粒径の小さな粘性土に対して数多くなされてきている。

以上述べたように、時間依存性は、土質材料、特に粘性土に関して重要な特性である。また、その特性は、外的作用の違いにより様々な形態を示すため、個々の挙動を固有の特性ととらえ、個々の挙動に関して研究を行い、それらの結果を総括して材料の時間依存性とする方法がとられている。

以下に、時間依存性を構成する個々の特性に関する解説と考察を示し、分類を試みた結果を示す。

はじめに表-2に、時間依存性の分類例を示した。ここでは時間依存性を、粘性と、Agingの二つの項目に大別し、その中に特性を、さらに細分化し分類した。

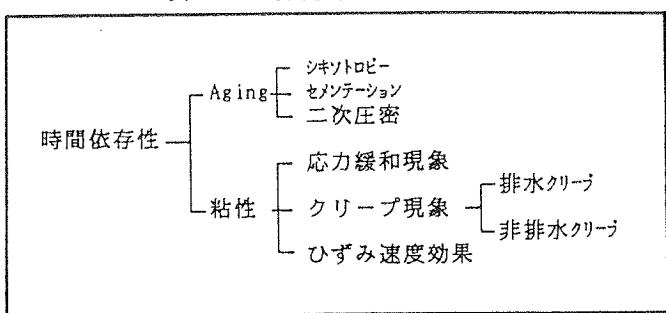
表-1 島尻粘土の諸特性値

比重	2.78
w_L	60%
P I	28%
粘土分	52%
シルト分	41%
砂分	7%
M	1.15
λ	0.170
α	0.026
α	3.2E-3%/min

表-2 時間依存性の分類例

(1) Aging

土質材料のもつ強度特性や変形特性は、材料が現在置かれている応力状態等を含む環境の及ぼす影響に対して、その環境が保たれてきた期間の長短にも少なからぬ影響を受ける。この期間の長短に起因する強度特性や変形特性の変化は、Agingによるものである。ここでは、Agingを、表-2



に示すようにシキソトロピー、セメンテーション（こう結作用）、二次圧密の三項目に分けた。

① シキソトロピー

一般的材料学では、等温可逆的なゾル・ゲル変換現象を意味する。土質材料については、粘土・水系における等温可逆的な軟化・硬化現象を指す。

具体的には、粘土を攪はん可能な状態で十分練り返すと、粘土は軟化し強度が著しく減少するが、練り返しを止め静置した状態で時間の経過を伴うと、粘土は再び硬化し強度の一部が回復する。

この経時的軟化・硬化特性を土質材料におけるシキソトロピーという。この場合の軟化現象は、土の骨格構造の破壊と、破壊に伴う吸着水の自由化に起因し、硬化現象は、破壊された骨格構造の再配列と、自由水の非自由化に起因している。図-1に静置状態にはいってからの、時間経過と強度回復の関係を示した。強度の回復の割合は、静置直後に著しく、時間の経過を伴って強度回復の割合は減少しある一定の値に漸近していく。この図が経時的軟化・硬化特性をグラフ化したものである。

② セメンテーション（こう結作用）

間隙水中の溶存物質や懸濁物質が、土粒子間の細隙や接触面に長年月にわたって沈殿し土粒子相互を化学的に結合させる作用をセメンテーションと呼ぶ。このときの結合物質は、コロイド状シリカ、鉄またはアルミニウムの水酸化物、有機物、各種炭酸塩などがある。しかし、実際の粒子間における結合作用がどのようなメカニズムをもつかは、本質部分が未解決の状態にある。

③ 二次圧密

土質材料特有の性質に圧密現象がある。圧密現象とは、土質材料が荷重を受け、間隙中の間隙水を排水しながら体積を減少させて密度を増加させる現象のことである。従来、圧密現象は、沈下量算定、沈下の時間的経過状態の予測、強度特性の変化などが問題となるが、それぞれの問題解決のため圧密現象を一次圧密と二次圧密の二過程に分けて解析するのが一般的である。一次圧密とは、間隙水圧の逸散により有効応力の増加する過程を指し、テルツアッギーの一元次圧密理論に基づく100%圧密状態により規定される。二次圧密とは、間隙水圧の逸散後、有効応力一定の状態で、体積減少または、沈下だけが進行する圧密過程を指す。図-2に圧密過程における沈下量と経過時間の関係を示した。テルツアッギーの一次元圧密理論により説明できるのは、図中破線部までで、それ以降の二次圧密過程は説明できない。また現在の圧密理論には、二次圧密過程を明確に説明で

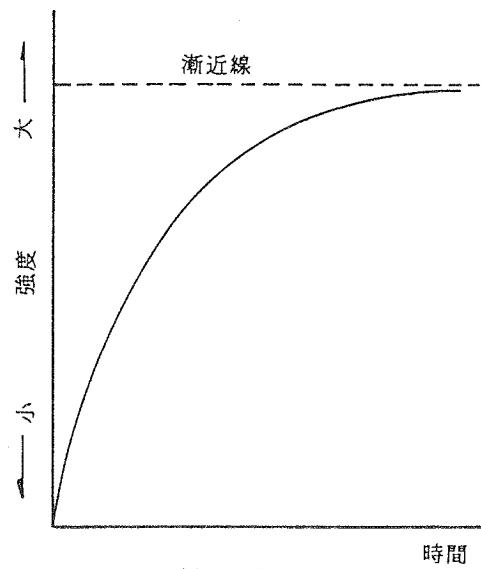


図-1 攪はん後の強度回復曲線

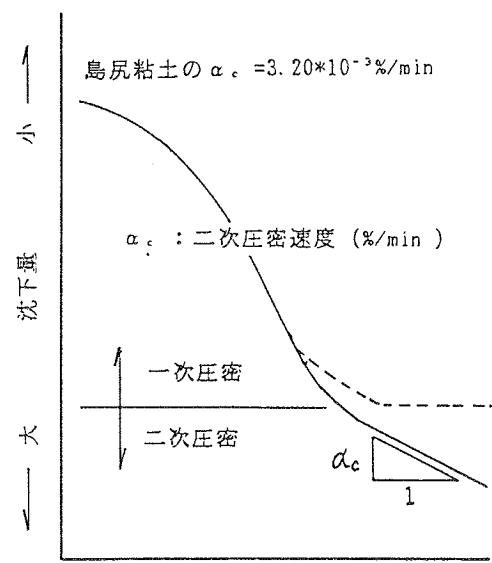


図-2 沈下量-時間曲線

きるものはないのが現状である。そのため長時間にわたる沈下量を算定するには、図中の二次圧密速度などを用いて行うのが一般的な方法となっている。しかし、二次圧密速度は、圧密進行に伴い減少するので、長期にわたる沈下量を算定するには、標準圧密試験だけではなく、長期間の圧密試験が必要となる。図-3に $e - \log p$ 関係における一次圧密と、二次圧密過程の関係を示した。ここでは、一次圧密過程終了を $t = 0.5$ 時間と規定する。圧密圧力 p_0 で圧密を開始した供試体は、一次圧密過程終了時A点で間隙比 e_0 を示し、二次圧密進行とともに一日経過すると経路ABをたどりながら間隙比が e_1 へと減少する。そして

次段階の圧密圧力 p_+ を加えると間隙比は e_2 へと減少し、一日経過して間隙比が e_3 へと減少して次の載荷段階へ移るのが標準圧密試験であるが、図中の経路DEFでもわかるように一日を経過してなお荷重一定で放置しておくと、一週間後に間隙比は e_4 へと減少する。この e_3 から e_4 への変化は、実際の現場の状態量に換算すると無視できない量となる。その様な理由からも前述の長期の圧密試験が必要となり、その試験結果に基づいて圧密現象の解析が行われることが望ましい。

(2) 粘性

材料を解析するうえで、材料を総合的に解析する方法と、材料のもつ様々な特性を理想化し必要に応じて個々に解析する方法の二つがある。その後者の代表的なものにレオロジーがある、レオロジーとは、固体や流体の力学的性質を理想化し、完全な、弾性、塑性、粘性を考え、そのそれについて、または組み合わせによって広範な材料について、研究を行おうとする力学分野を意味する。そのなかで、粘性は、材料の時間的特性をつかさどり、粘・弾性、粘・塑性、粘・弾塑性など、他の性質との組み合わせで材料の特性を表すのに用いる。表-3にレオロジーの分類と、図-4にレオロジーの要素の考え方を示した。

粘性は、表-2に示すように、応力緩和現象、クリープ現象、ひずみ速度効果の三つに分けた。

表-3 レオロジーの分類

レオロジー	弹性(フック体)
	塑性(サンブナン体)
	粘性(ニュートン体)
時間依存性物質	
粘・弾性物質	
粘・塑性物質	
粘・弾塑性物質	

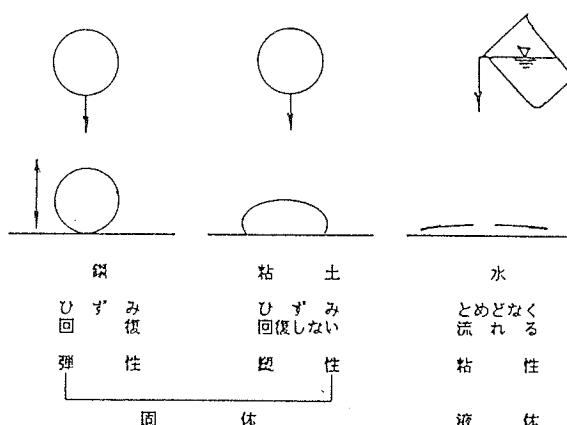


図-4 レオロジーの三体の考え方

① 応力緩和現象

応力緩和現象は、一定の変形量を与えた材料の示す応力が、時間の経過に伴い減少していく特性で、土の骨格構造の持つ粘性的性質に基づく。この現象の特徴は、間隙水圧が応力緩和中変化しないことと、応力の緩和の割合が、応力緩和初期で著しく大きく、時間の経過に伴い、緩和の割合が急激に小さくなり、応力0に漸近していく。このときの、応力の緩和量は、時間の対数と比例の関係がある。という、二つが主なものである。しかし、応力緩和現象の実際の現場への適応という立場から見ると未研究の部分が多く、室内研究の域をでないのが現状である。ここでは、応力緩和現象が、工学的に重要な問題を含んでいることを認識してもらいたい。

② クリープ現象

クリープ現象は、一定の応力を与えた材料の示す変形量が、時間の経過に伴い増大していく特性で、応力緩和現象同様、土の骨格構造の持つ粘性的性質に基づく。表-2に示したとおり、クリープは、排水クリープと、非排水クリープに分けられる。排水クリープは、ほとんどの場合、圧密現象と同様の挙動を示すため、クリープ現象で取り扱うのは、非排水クリープがほとんどである。非排水クリープで問題となるのは、クリープ破壊と、クリープ破壊時間の二つがある。クリープ破壊とは、通常の段階載荷試験で求められる、強度の約80%程度で破壊が起こるという現象である。我々の実験から島尻粘土に関しては、圧密圧力1kg/cm²当たりで、段階載荷による強度が、0.76kg/cm²、クリープ載荷（瞬間載荷）による強度（クリープ強度）が、0.67kg/cm²、でその比が約88%となった。クリープ破壊時間は、荷重が、クリープ強度以上の場合、その荷重が、クリープ強度に近い程、長時間を経て、クリープ強度より大きくなる程、短時間に破壊にいたるという性質で、その関係を図-5に示した。この様にクリープ現象は、通常の段階載荷試験で求めた強度を、全ての応力条件へ適用することが危険であることと、破壊が、経過時間を経て起こる場合があることを示している。

③ ひずみ速度効果

ひずみ速度効果とは、一定の変形速度で変形させた材料が変形の増大に伴って応力が増大していく現象で、土の骨格構造の粘性的性質に基づく。ひずみ速度とは言い換えれば、載荷速度であるが、我々は、ひずみ速度を1.0%/min, 0.1%/min, 0.01%/min, 0.001%/minの四種に設定して実験を行っているが、1.0%/minの場合の強度は、0.001%/minの場合の強度より約2%程度大きな値を示した。他の研究者の同様な条件の実験による報告には実に25%の強度増加が認められたというものもあつた。しかし、強度は増加するが、その最大強度状態にいたるまでの変形量は、速度増大に伴い著しく減少し、最大強度状態以降は顕著な、ひずみ軟化現象をしめす。つまり、載荷速度を増大させると強度自体は大きくなるが、変形量に余裕がなくなり、強度以上の載荷を受けると短時間に危険な状態におちいるのである。

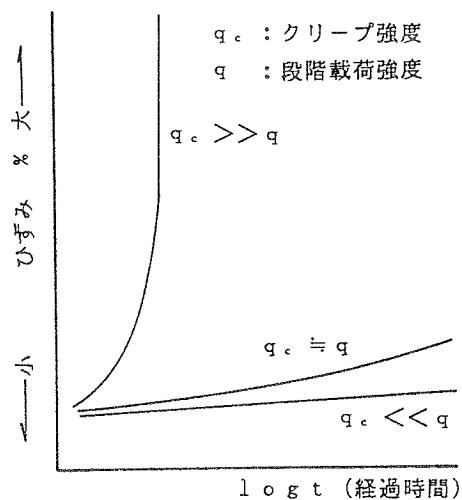


図-5 クリープ破壊時間-ひずみ 関係

- 参考文献 1) 関口. 土質学会論文報告集 vol.18 1978
2) 外崎. 土質学会論文報告集 vol.27 1987
3) 足立. 新体系土木工学 (18) 「土の力学(Ⅲ)」
4) 赤井. 土木工学会論文報告集 225号 1974.5

17. 締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について（その3）

(株) 沖縄建設技研 ○砂川徹男
當山清巳

1. まえがき

沖縄本島中南部に広く分布する新世代第三紀の島尻層泥岩を安定処理して盛土材料等に利用する目的で継続実験を行っている。これまでにも一部報告してあるが、今回は含水比が自然含水比（最適含水比付近）の泥岩土と湿潤側の泥岩土に2種類の安定材を混合した場合について比較検討した。

2. 試料および試験方法

試料は沖縄県浦添市において新鮮な泥岩地山を土工機械で掘削し、自然含水比の状態で袋詰めにして試験室へ搬入し、木づちで粉碎しながら手でぼぐし、25.4mmふるいを通過させて試験に供した。試料の物理的性質は、土粒子の比重2.721、粒度組成は砂分4.5%、シルト分63.5%、粘土分32.0%、液性限界67.4%および塑性限界25.7%である。日本統一土質分類法によると三角座標でF、塑性図でCHに分類される。

圧密試験用供試体は内径15cmのモールドと質量4.5kgのランマーを用いて作製した。試料の含水比は30%に調整し、これに安定材を混合して突固めを行った。突固め方法は突固め層数3、各層当たりの突固め回数をそれぞれ17、42および92回とし、ランマーの落下高さは45cmとなっている。安定材は高炉セメントと消石灰である。モールド内で3層に突固めた試料は中央部分を圧密リングに入るように成形し、標準圧密試験を実施した。

3. 試験結果および考察

図-1は安定材として高炉セメントを用いた場合のe-log p曲線である。ある圧密圧力における間隙比は初期含水比がいずれの場合でも突固め回数が大きいほど小さくなっている。これは仕事量の増加に伴い締固め効果があらわれていることを示している。また同一突固め回数における圧密圧力に対する間隙比は初期含水比が大きいほど小さくなっている。これは安定材を用いた場合、最適含水比付近よりもやや湿潤側にその改良効果があり、含水比が影響しているものと考えられる。図-2は安定材として消石灰を用いた場合のe-log p曲線である。突固め回数や初期含水比の違いに対するe-log p曲線の性質は高炉セメントを用いた場合と同様な傾向を示している。

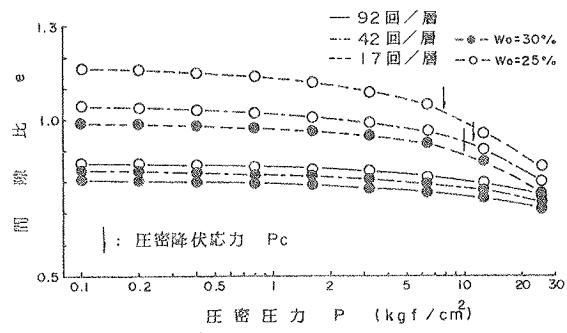


図-1 e - log p 曲線 (セメント B)

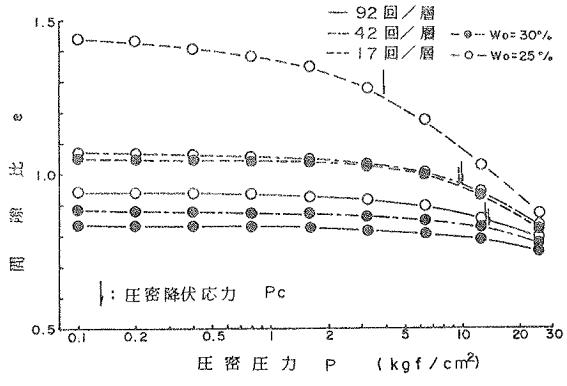


図-2 e - log p 曲線 (消石灰)

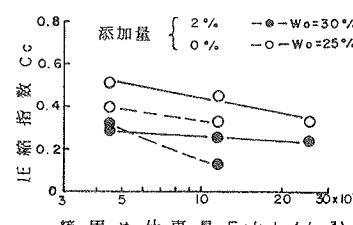


図-3 締固め仕事量とCc の関係 (セメント B)

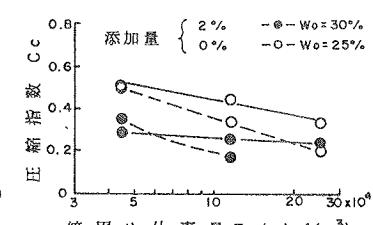


図-4 締固め仕事量とCc の関係 (消石灰)

図-3および図-4は締固め仕事量とそれぞれ図-1および図-2から得られる圧縮指数の関係を未処理土と比較して示してある。いずれの安定材を用いても圧縮指数は締固め仕事量の増加に伴い減少し、未処理土の場合と同様な傾向を示している。同一締固め仕事量においては、初期含水比が小さいと圧縮指数は大きくなっている。未処理土と同様な傾向を示している。また、初期含水比が同じ場合は、未処理土より安定材を用いたときの圧縮指数が小さく出る傾向を示し、締固め仕事量が大きいほど顕著で、安定材の改良効果によると考えられる。

図-5および図-6は乾燥密度とそれぞれ図-1および図-2から得られる圧縮指数の関係を未処理土と比較して示したものである。いずれの安定材を用いても圧縮指数は乾燥密度の増加に伴い減少し、未処理土と同様な傾向を示している。しかしながら、その減少する割合は安定材を用いた場合が未処理土より著しい。

図-7および図-8は締固め仕事量とそれぞれ図-1および図-2から得られる圧密降伏応力の関係を未処理土と比較して示したものである。いずれの安定材を用いても圧密降伏応力は締固め仕事量の増加に伴い増加し、未処理土と同様な傾向を示している。いずれの安定材を用いても締固め仕事量が大きくなると圧密降伏応力を示していない場合があるが、これは安定材を用いることにより改良効果が大きくなり、標準圧密試験では圧密降伏応力が得られることによるものである。安定材として高炉セメントを用いた場合は、初期含水比がいずれの場合でも未処理土より大きな圧密降伏応力を示している。又、初期含水比が25%の場合よりも30%の場合が大きな圧密降伏応力を示す傾向があり、改良効果は最適含水比付近よりもやや溼潤側で大きいことを示している。安定材として消石灰を用いた場合は、初期含水比が25%で締固め仕事量が小さい場合は未処理土より小さな圧密降伏応力を示しているが、締固め仕事量が増加するとやや大きくなる傾向を示している。又初期含水比が30%の場合は未処理土より大きな圧密降伏応力を示し、高炉セメントと同様な傾向を示している。

図-9および図-10は乾燥密度とそれぞれ図-1および図-2から得られる圧密降伏応力の関係を未処理土と比較して示したものである。いずれの安定材を用いても圧密降伏応力は乾燥密度の増加に伴い増加し、未処理土と同様な傾向を示している。

4. あとがき

これまで3種類の安定材を用いた泥岩土に標準圧密試験を行ってきたが、その適用限界が明らかになってきたので今後は高含水比泥岩土の圧密特性について比較検討する予定である。参考文献 1) 砂川・當山：締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について（その1）（その2），第22回・第23回土質工学研究発表会

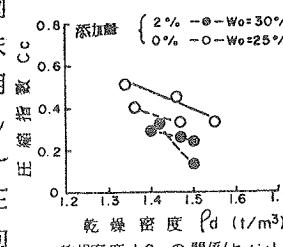


図-5 乾燥密度とCcの関係(セメントB)

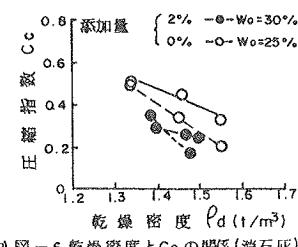


図-6 乾燥密度とCcの関係(消石灰)

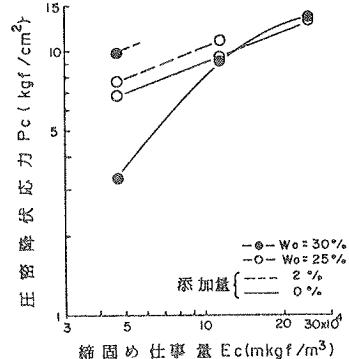


図-7 締固め仕事量とPcの関係(セメントB)

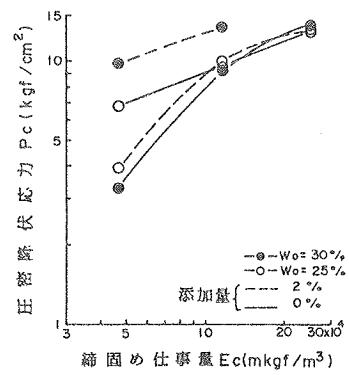


図-8 締固め仕事量とPcの関係(消石灰)

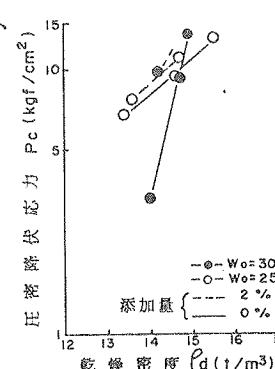


図-9 乾燥密度とPcの関係(セメントB)

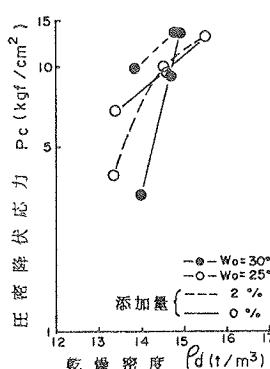


図-10 乾燥密度とPcの関係(消石灰)

18. 粘性土の圧密特性

(株) 沖縄技術コンサルタント
吉沢 光三 平良 聰 ○新城 龍夫

1. はじめに

粘性土地盤の圧密沈下量を推定する場合、標準圧密試験から得られた圧密定数を用いて計算され、最終的には沈下量と沈下時間の関係が問題となる。精度よく試験を実施しても自然地盤ではバラツキがあり、整理するのに苦労することがある。得られた結果の2~3について報告する。

2. 試料と試験

試験に供する試料は、固定ビス
トン式シンウォールサンプリング
によって得られた乱さない試料で
ある。この試料に対して物理試験¹⁾
及び力学試験を実施した。力学試
験は、標準圧密試験を実施した。

3. 試験結果の整理

物理特性は、 $G_s=2.70 \sim 2.80$ 、 $W_n = 45.0 \sim 80.0\%$ である。

圧縮指数 C_c と液性限界 WL の関係を

図-1に示した。圧密試験に関し

ては、Skemptonによる液性限界との関係式¹⁾
($C_c=0.009(WL-10)$)がある。Skemptonによる
関係式を実線で示し、比較したものである。
この関係から C_c と WL はSkemptonの式と異なり
 $C_c=0.014(WL-20)$ の関係が成立し、当粘
性土にはSkemptonの式あてはまらない結果
となる。

圧縮指数 C_c と塑性指数 I_p には密接な関係
にあり、塑性指数が大きいほど圧縮指数も
大きい。この関係を図-2に示した。石狩
粘土($C_c=0.014(WL-20)$)²⁾でも同様な結果が
得られている。

圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧
 P_v の関係を調べたのが図-3であ

る。正規圧密の場合、 $P_c=P_v$ の関係式で示さ
れるが $P_c>P_v$ となりやや過圧密の状態にある。

一般に、圧密係数 C_v は圧密圧力 P によって変化するが、海底粘土の場合は正規圧密状態では
ほぼ一定値となるものが多い。図-4に、正規圧密状態での圧密係数と塑性指数の関係を示

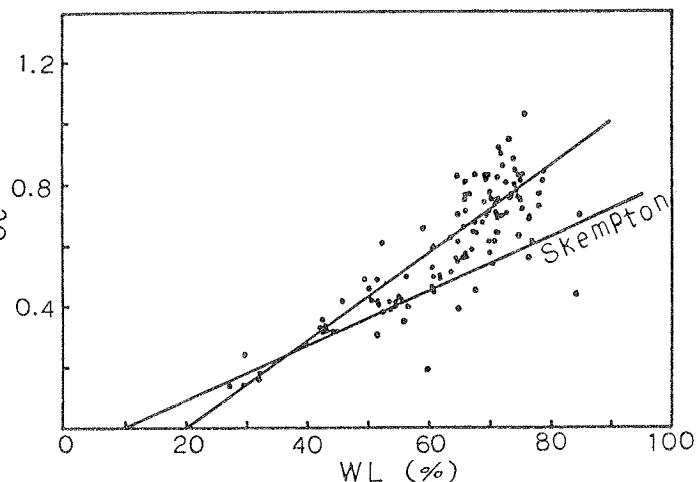


図-1 液性限界 WL と圧縮指数 C_c の関係

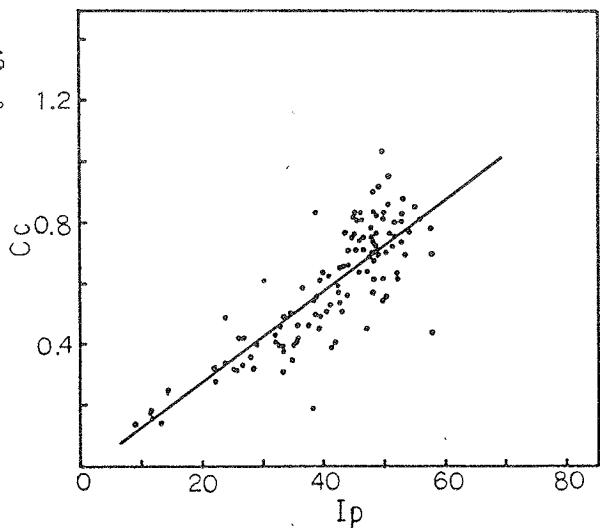


図-2 塑性指数 I_p と圧縮指数 C_c の関係

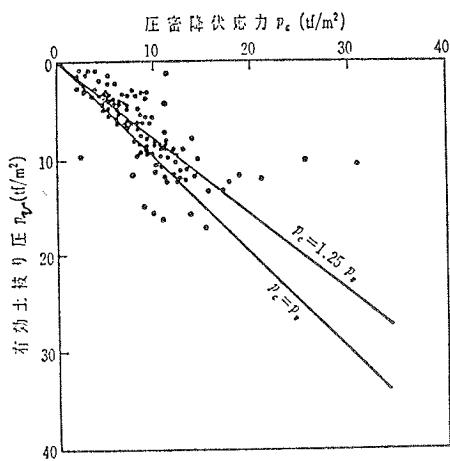


図-3 有効土被り圧と圧密降伏応力Pcの関係

したものである。この図からわかるように Cv の値は、土によって大きく変化するが、塑性指数が増加するにともなって圧密係数は小さくなる傾向が認められる。

同様に、塑性指数と体積圧縮係数の関係を図-5に示した。圧密係数とは対称的に非常にバラツキが見られ、土の種類で相関関係を得るのは困難である。

4. あとがき

精度よく試験を実施しても、試験結果には土の種類によってバラツキがみられ特に体積圧縮係数は相関関係が得られない。Skemptonの相関関係式が提案されているが、今回のような地盤の土質には適用が難しい。適用に当たっては、土性の特性を十分に認識した上で運用すべきである。

今後、種々の特性について検討を加えて行きたい。

参考文献

- 1) Skempton,A.W.(1944):Notes on the Compressibility of Clays,Quart.Jour.Geol.Soc., London,VOL.C.
- 2) 谷口秀男, 阿部利一, 後藤征男(1960): 石狩泥炭地における基層粘土の工学的性質, 第5回北海道開発局技術研究発表会
- 3) 上原方成, 新城俊也, 砂川徹男, 吉沢光三(1988): 沖縄の土と建設工事, 土と基礎, 「特集 N.O.51,九州の土質と基礎」, VOL.36,NO.3,PP.29~36

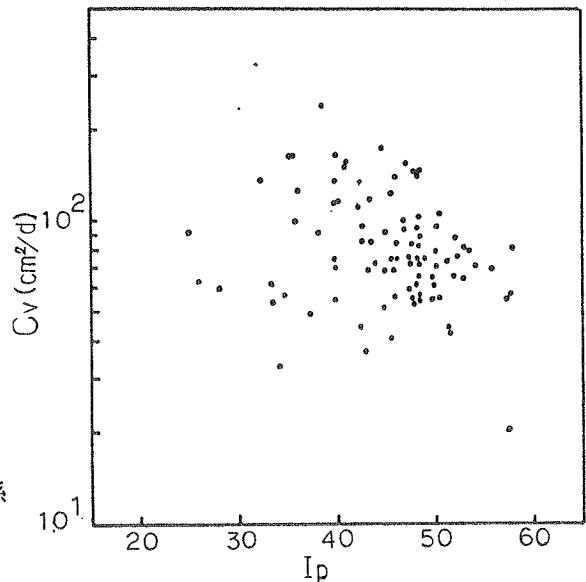


図-4 塑性指数Ipと圧密係数Cvの関係

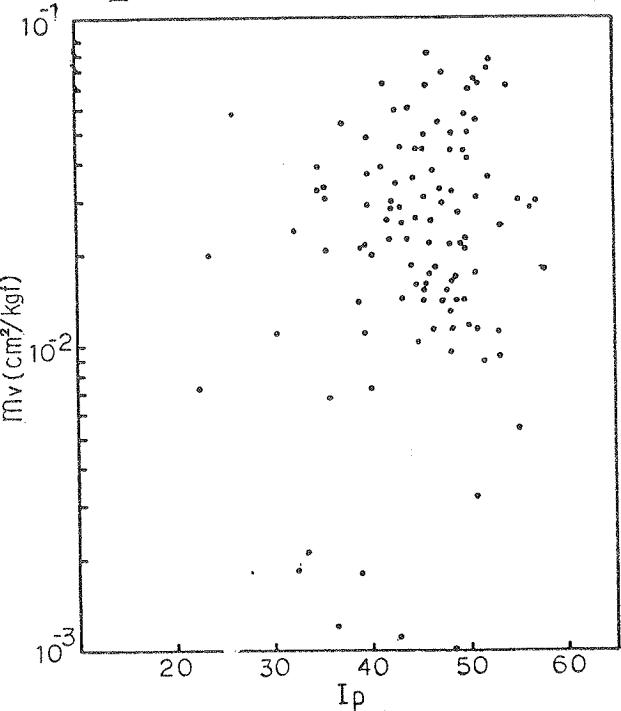


図-5 塑性指数Ipと体積圧縮係数mvの関係

19. 乾燥砂の単純セン断特性に関する実験的研究

(その1, 実験概要及び実験結果の一部)

琉球大学 許 光瑞, 加藤 進, 大城 林

○ 浦添市役所 金城 隆雄, (株)国場組 町田 宗直

1 はじめに

砂の繰り返しセン断特性に関する研究は、その多くが小ヒズミ領域 ($\gamma = 10^{-3} \sim 10^{-6}$) における動的性質について行われている。しかし、破壊ヒズミ領域や破壊荷重以上の荷重を受けた後の繰り返しセン断特性を明らかにすることも必要である。そこで、本研究では乾燥砂の大ヒズミ領域での静的繰り返しセン断特性を明らかにすることを目的とし、応力履歴を受ける水平地盤を想定した静的繰り返しセン断試験を行なった。

2 実験概要

本実験は在来型の単純セン断試験機を使用し、試料は豊浦標準砂を気乾状態で用いた。表-1に試料の一般性質を示す。試料は未使用な砂で、粒径74 μm 以下は事前に洗いながした。供試体は直径6 cm、高さ4 cmの円柱形である。上下端は歯形板付きポーラスストーンで拘束され、側方はワイヤー補強された特殊メンブレンにより拘束されている。歯形板の向きはセン断方向に対して直角である。設定密度は垂直応力 $\sigma_v = 1.0 (\text{kgt}/\text{cm}^2)$ を載荷した状態で、緩詰め砂 (Dr=40%)、中間密度砂 (Dr=60%)、密詰め砂 (Dr=80%) の3段階を設定した(以下 LOOSE, MEDIUM, DENSE と呼ぶ)。供試体密度は実験を通して再現性が求められる。そこで、本実験では供試体密度の設定として、Miura & Toki¹⁾により提案された多重フリイ法を採用した。これは数種のフリイを重ねてその上からロートにより試料を落下させる方法である。図-1はロート径と相対密度の関係を示しており、両者には相対密度Dr=40%～Dr=90%の間に直線関係がみられる。この関係より、ロート径を変えることによって各密度状態を設定をした。各密度のロート径を次の様に決定した。LOOSE で $d=24.95(\text{mm})$, MEDIUM $d=18.00(\text{mm})$, DENSE で $d=14.68(\text{mm})$ である。設定範囲は相対密度で $\pm 1.5\%$ 以内とした。使用したフリイは試験機の構造上、上から2.0(mm), 4.76(mm), 2.0(mm), 0.84(mm) の4段の組み合わせとしたため、フリイから供試体までの落下高さは19.5 cm なった²⁾。表-2に実験シリーズを示す。実験はヒズミ制御により、一定荷重による繰り返しセン断試験(以下ケース1と呼ぶ)、不規則荷重による繰り返しセン断

表-1 試料の一般性質

相対密度 Dr (%)	DENSE	MEDIUM	LOOSE
	80	60	40
密度 γ_d (gf/cm^3)	1.576	1.507	1.444
土粒子比重 G_s	2.650		
最大密度 γ_{dmax} (gf/cm^3)	1.651		
最小密度 γ_{dmin} (gf/cm^3)	1.333		
有効粒径 D_{10} (mm)	0.145		
均等係数 U_c	1.400		

表-2 実験シリーズ

密 度	垂直応力 σ_v (kgt/cm^2)	ケース1 ケース2	
		応力比 σ/σ_v	荷重パターン
LOOSE	0.50	0: 2.0 0: 3.0 0: 3.5	往復(S) 振動(v)
	1.00	0: 2.0 0: 3.0 0: 3.5	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 2.0 0: 3.0 0: 3.5	—
	0.50	0: 3.0 0: 4.0 0: 4.6	—
	1.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 4.6	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 4.6	—
MEDIUM	0.50	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	1.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	0.50	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	1.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
DENSE	0.50	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	1.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	0.50	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—
	1.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	往復(S) 振動(v)
	2.00	0: 3.0 0: 4.0 0: 5.0	—

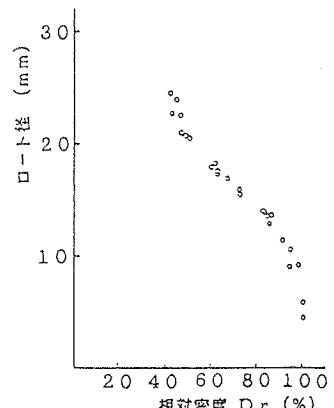


図-1 ロート径による相対密度の変化

An Experimental study on the Characteristics
of Repetitional Simple Shear of Dry Sand

試験（以下ケース2と呼ぶ）を行なった。ケース1は所定の応力比 τ/σ_v （一定荷重）に達したときにセン断方向を逆転させる正負10サイクルの繰り返しセン断試験である。ケース2はケース1と同様に正負10サイクルの繰り返しセン断であるが、所定の応力比 τ/σ_v を繰り返し回数ごとに変化させる（不規則荷重）繰り返しセン断試験である。ケース2では全て垂直応力 σ_v を1.0 (kgf/cm²) にし、荷重パターンによって振動型と衝撃型に分けた³⁾。振動型は供試体にかける応力比 τ/σ_v が、繰り返し初期に小さく次第に増加していくものである。衝撃型は、初期に大きく次第に減少していくパターンである。供試体にかける応力比 τ/σ_v の大きさは、各密度によって異なってくるが、LOOSEの最小が0.2で最大は0.35、MEDIUMの最小が0.3で最大は0.35、DENSEは最小が0.3、最大は0.583である。ケース1、ケース2とも繰り返しセン断後に初期方向へセン断ヒズミ $\gamma=15\%$ 程度の一方向セン断試験を行なった。セン断速度は2.0%/minを用いた。

3 実験結果

1) 応力ーヒズミ曲線 図-2～4に応力ーヒズミ曲線を示す。縦軸に応力比 τ/σ_v 、鉛直ヒズミ ϵ_v (%)をとり、横軸にセン断ヒズミ γ (%)をとる。図-2に一定荷重の一例として、LOOSE(Dr=40%), 垂直応力 $\sigma_v = 1.0$ (kgf/cm²), 応力比 $\tau/\sigma_v = 0.3$ を示す。ループ形状は全体的に紡錘形であり、繰り返し回数が進につれて徐々に小さくなっている。又、ループ面積の減少割合は、繰り返し回数前半に大きく後半に小さくなっている。ループの形状は復元力特性を表し、面積が大きい程減衰性が高いことを示す。図-3～4には、不規則荷重でのLOOSE(Dr=40%), 垂直応力 $\sigma_v = 1.0$ (kgf/cm²) の振動型と衝撃型の例を示す。衝撃型の方は、繰り返し回数初期に大きな力がかかるため、ヒステリシスループの面積変化が激しい。振動型は、繰り返し後半において大きな不規則荷重を受けるが、繰り返し回数Nによるループ面積の変化があまり見られない。鉛直ヒズミを比較すると各密度とも衝撃型の方が振動型よりも鉛直ヒズミ ϵ_v の値が大きい。

【参考文献】

- (1), Miura & Toki (1982): " A SAMPLE PREPARATION METHOD AND ITS EFFECT ON STATIC AND CYCLIC DEFORMATION S " Vol.22, No.1 Mar.1982 Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation engineering
- (2), 許, 加藤, 大城(1987): 『乾燥砂の繰り返しセン断特性に関する実験的研究』, 琉球大学工学部紀要, 10月号
- (3), 石原研而 (昭和51年): 『土質動力学の基礎』, 鹿島出版会

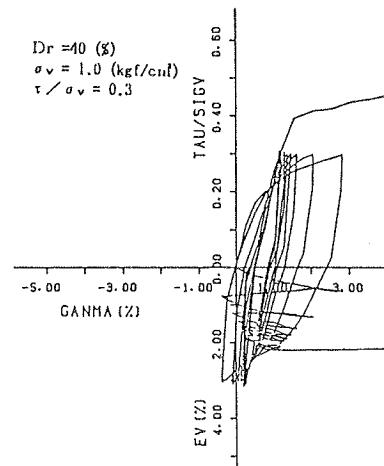


図-2 応力ーヒズミ曲線
(一定荷重)

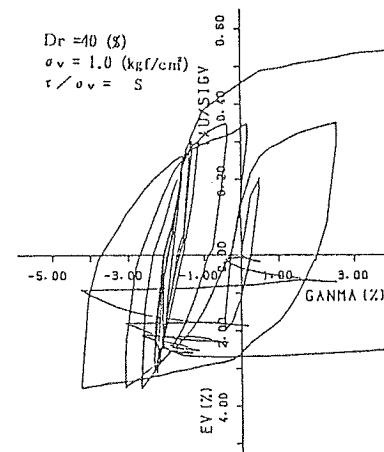


図-3 応力ーヒズミ曲線
(不規則荷重衝撃型)

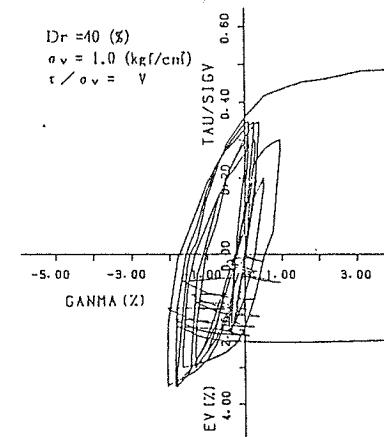


図-4 応力ーヒズミ曲線
(不規則荷重振動型)

20. 乾燥砂の単純セン断特性に関する実験的研究

(その2. 実験結果及び考察)

琉球大学 許 光瑞, ○加藤 進, 大城 林
浦添市役所 金城 隆雄, (株)国場組 町田 宗直

別紙(その1)において、実験概要について述べた。ここでは、実験結果及び考察について述べる。

1. 履歴減衰定数 h とセン断弾性係数 G の関係

図-1は一定荷重による繰り返しセン断試験の1~10サイクルの値をプロットしたものである。MEDIUMのケースについて、鉛直荷重 $\sigma_v = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$ ごと示した。全体的に各ケースとも直線性が見られ、繰り返し回数 N の増加とともに右下方へ移っている。 $G - h$ 直線の傾きは、鉛直荷重が大きいほど緩くなっている。各荷重とも応力比 τ / σ_v が大きくなるにしたがい、セン断弾性係数 G は小さく、履歴減衰定数 h は大きくなっている。図-2には密度による比較を示した。密度が密なほど h が小さく、 G が大きくなっている。

2. 繰り返しセン断による密度増加

繰り返しセン断による密度増加量 $\Delta \gamma_d$ を示したのが図-3である。図中、白印が一定荷重による繰り返しセン断試験での密度増加量、黒印が不規則荷重の試験での密度増加量である。初期密度 γ_{d0} が緩いほど、密度増加が大きい。不規則荷重のケースでは、衝撃型(S)の方が振動型(V)よりも大きな密度増加が生じた。

3. 鉛直荷重 σ_v とセン断抵抗角 ϕ_{d0} の関係

図-4はセン断抵抗角 ϕ_{d0} [$= \tan^{-1} (\tau_f / \sigma_v)$] と鉛直荷重 σ_v の関係を示している。図中の黒印は一方向セン断試験の結果であり、白印が応力比 $\tau / \sigma_v = 0.3$ の一定荷重による繰り返しセン断試験の結果である。鉛直荷重 σ_v の増加に伴いセン断抵抗角 ϕ_{d0} が減少する拘束圧依存性¹⁾が見られる。LOOSEにおいては繰り返しセン断により、セン断抵抗角 ϕ_{d0} が増加している。しかし、他の密度では、セン断抵抗角 ϕ_{d0} は密度増加に伴ったほど増加していないように思われる。

4. 繰り返しセン断による粒子間摩擦角 ϕ_μ の変化

$0da^2$ の式により推定した粒子間摩擦角 ϕ_μ と密度の関係を図-5に示す。一方向セン断試験の結果によれば、粒子間摩擦角 ϕ_μ は密度が高くなるのに伴いかなり増加している。しかし、繰り返しセン断後の粒子間摩擦角 ϕ_μ は、密度が増加しているにも関わらず、一方向セン断試験結果よりも小さな値が見られる。全体的には、鉛直荷重 σ_v が大きいほど、 ϕ_μ の値は小さくなる。 $\sigma_v = 1.0 \text{ Kgf/cm}^2$ 以上になると、 ϕ_μ の σ_v による差は

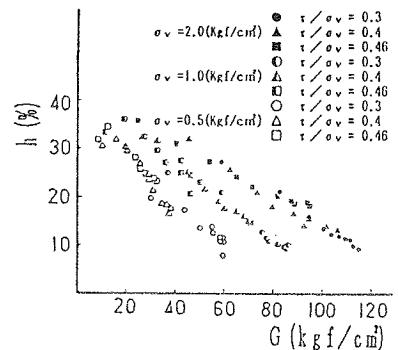


図-1 履歴減衰定数とセン断弾性係数の関係

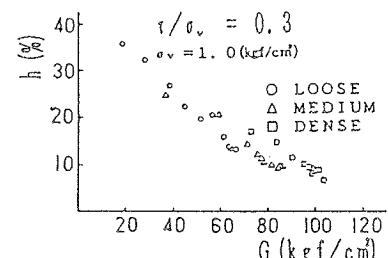


図-2 履歴減衰定数とセン断弾性係数の関係

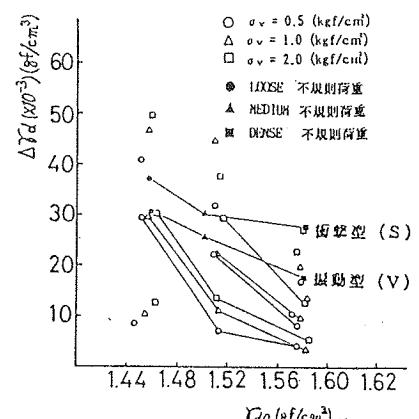


図-3 繰り返しセン断による密度増加

小さくなっている。不規則荷重による試験のケースでは、振動型の方が衝撃型よりも大きな粒子間摩擦角 ϕ_m であった。

一定変位量による繰り返しセン断試験結果³⁾より求めた粒子間摩擦角 ϕ μ を、図-6に示す。一定荷重による試験の場合と同様に、繰り返しセン断による密度増加があるにも関わらず、一方向セン断試験の結果よりも小さな値が見られた。また、粒子間摩擦角 ϕ μ の拘束圧依存性も見られる。

5. 不規則荷重による繰り返しセン断試験における

鉛直ヒズミ ϵ_V の変化

繰り返しセン断に伴った鉛直ヒズミ ϵ_v の変化を、図-7に示す。図中、○印は衝撃型、△印は振動型を示す。破線は西⁴⁾の式であり、本研究に比較して小さなヒズミ領域の実験より求められた。実線は西の式を基にしているが、大きなセン断力の後の小さなセン断力でも鉛直ヒズミ ϵ_v は増加すると仮定して求めた。これより、大きなヒズミ領域と小さなヒズミ領域では、鉛直ヒズミの生じ方に違いがあるように思われる。

6. すやすび

以上の結果をまとめると次ぎのようである。

- (1).履歴減衰定数 h とセン断弾性係数 G の間には直線関係があり、両者の関係は密度 ρ と鉛直荷重 σ_v に依存する。
 - (2).繰り返しセン断によるセン断特性の変化は、密度の変化や粒子の堆積構造の変化だけでなく、粒子破碎⁵⁾等による粒子間摩擦角の変化も関係していると思われる。
 - (3).不規則荷重による繰り返しセン断試験での鉛直ヒズミ ϵ_v の変化は、小さなヒズミ領域と異なり、応力履歴の影響はあまり受けないように思われる。

参考文献

- (1).福島ら(1981): 第16回土質工学研究発表会
 - (2).Oda(1975): Soil and Foundations, Vol.15, No.4
 - (3).許, 加藤, 大城(1987): 琉球大学工学部紀要, 10月号
 - (4).西ら(1985): 第40回学術講演会講演概要集
 - (5).龍岡(1987): 土と基礎, Vol.35, No.2, Ser. No. 349

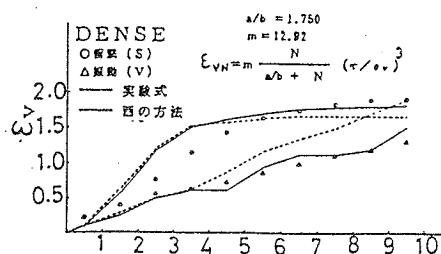


図-7 不規則荷重における鉛直ヒズミの推定

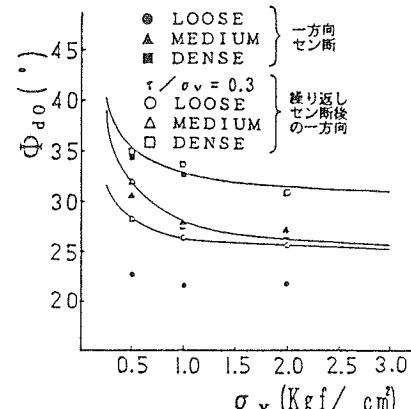


図-4 鉛直荷重とヤンク断抵抗角の関係

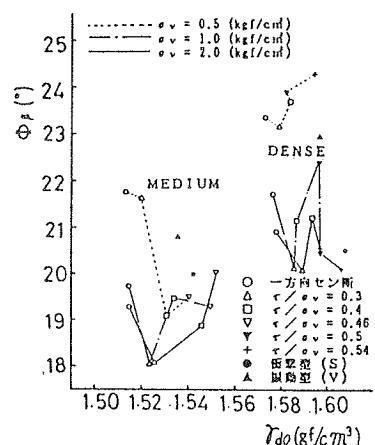


図-5 繰り返しセン断後の粒子間摩擦角の変化(一定荷重)

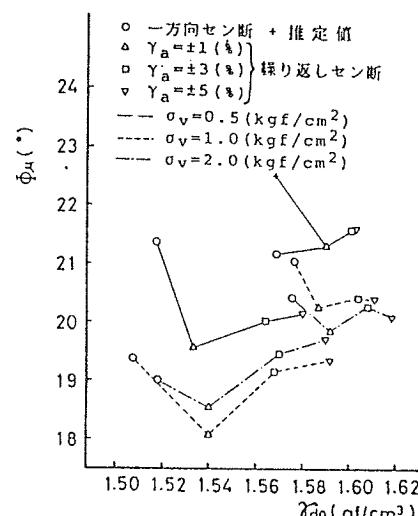


図-6 繰り返しセン断後の粒子間摩擦角の変化(一定変位量)

広 告 目 次

会 社 名

㈱アジア測量設計	1
㈱朝日建設コンサルタント	1
㈲内間土建	2
㈱大富建設コンサルタント	2
㈱沖縄技術コンサルタント	3
㈱沖縄土木設計コンサルタント	3
㈱沖縄建設技研	4
㈱沖縄建工	4
㈱協和建設コンサルタント	5
㈱国 建	5
㈱三和土建	6
㈱芝岩エンジニアリング	6
㈱新光土建	7
㈱誠研舎	7
㈲清武建設	8
㈱総合設計	8
㈱大東エンジニアリング	9
㈱大栄組	9
㈲武国建設	10
㈱中央建設コンサルタント	10
㈱利根コンサルタント	11
㈱南海建設	11
南洋土建㈱	12
㈱日水コン	12
日本テトラポット㈱	13
㈲日興建設コンサルタント	13
㈱牧港産業	14
牧港建設㈱	14
ユニオン土木設計㈱	15
三井石化産資株式会社	15
琉建設計㈱	16
㈲和合土木	16

測量・建設・補償コンサルタント業

- 土地区画整理
- 測量全般
- 土木設計
- 施工監理
- 造成設計
- 補償業務



株式会社 アジア測量設計

代表取締役 松川清康

本社 〒901-21 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号
電話 (0988) 77-6738

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

本社 〒901-21 沖縄県浦添市港川2丁目26番3-202号(栄行ビル2階)
☎ (0988) 77-9110 (代表)

特定建設業



有限公司 **内間土建**

代表取締役 内間 明

専務取締役 古波藏 真一

本社 〒901-21 沖縄県浦添市伊祖2丁目5番2号

☎ (0988) 79-3481・3812

FAX (0988) 79-7000



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

専務取締役 上原 武 雄

常務取締役 新垣 盛三郎

土質部長 与那嶺 肇

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字城間3185番地6

電話 (0988) 77-8221(代)

FAX (0988) 77-8260

支店 〒814 福岡市城南区鳥飼5丁目20番9号

電話 (092) 823-0589

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



(株)沖縄技術コンサルタント

代表取締役 小波藏 政 良
専務取締役 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383番地の1(山城ビル2F)
電話 (0988) 78-6575

土質試験室：浦添市港川342番地28号
電話 (0988) 79-6251

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



株式会社沖縄土木設計コンサルタント

代表取締役 比 嘉 弘 政
専務取締役 川 満 栄
取締役企画部長 吉 川 正 英

〒901-21

浦添市港川2丁目24番7号 ☎ (0988) 77-4634

FAX (0988) 76-0759

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



株式会社沖縄建設技研

代表取締役社長 技 術	砂川 徹 男
専務取締役	富田 清
取締役	栗国 明
取締役	金城 真明

〒901-21 浦添市字宮城569番地1 ☎(0988)76-4805(代)

販売部	工事部	開発部
交通安全施設材料	交通安全対策	ソフトウェア開発
土木資材	特殊土木	地質・土質調査
建築資材	一般土木	構造物設計
電気資材	区画線	力学解析



株式会社 沖縄建工

代表取締役 伊保敏彦

本社 〒900 沖縄県那覇市辻1丁目9番25号

☎(0988)64-2700 FAX (0988)64-2702

南部営業所 〒900-03 沖縄県糸満市阿波根635

☎(09899)4-6603

★テリトリーがグローバルな会社です

お気軽に遊びに来て下さい

営業種目

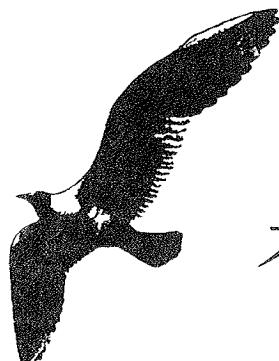
土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
都市計画・上下水道・地質及び土質調査



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	喜 昭
常務取締役	島 袋	定 雄
取 締 役	宮 城	吉 夫
企画部長	島 袋	章 雄

浦添市字伊祖375番地の1 電話(0988)79-5016



未来、あざやかに。


KUNIKEN 株式会社

国建

本 社 〒900 那霸市久茂地1220 国和プラザ ☎ (0988)62-1106(代)
東京本社 〒101 東京都千代田区内神田398 神栄ビル ☎ (03)256-1969(代)
福岡事務所 〒810 福岡市中央区薬院483 かねはビル ☎ (092)522-7034(代)

◇ 総合建設業 ◇



株式会社 三和土建

本 社 沖縄県那覇市字安謝242番地
☎ 0988-66-1480
浦添支店 沖縄県浦添市牧港1丁目61番8号
☎ 0988-77-4520(代)
FAX 0988-77-4659

営業種目

測量全般・土木工事全般の調査・計画及び設計
土質調査及び土質試験・土木工事の施工管理



株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役 上地竹芝

建設コンサルタント(登録60-2763) 土地家屋調査士(登録-228) 測量業(登録5-4752)

本 社/浦添市屋富祖383-1(山城ビル3階) ☎ 0988-79-4352(代)
豊見城支店/豊見城村字我那覇383-26 ☎ 0988-50-6635
那覇支店/那覇市字上間236 ☎ 0988-54-4181

総合土木請負業

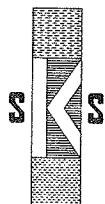
株式会社 新光土建

代表取締役社長 諸 見 光 吉
専務取締役 宮 城 春 興
取締役浦添支店長 譜久村 清 吉

本 社 那覇市泊2丁目23番地の8 電話(0988)61-2266(代)
浦添支店 浦添市字内間567番地の2 電話(0988)79-0160
79-2423
宜野湾支店 宜野湾市字我如古357番地 電話(09889)7-0399

営業品目

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



株式会社
誠研舎

代表取締役 伊藤政雄

〒110 東京都台東区東上野1-28-5
電話 (03)834-4201
FAX (03)834-0825

総合建設業



(有) 清武建設

代表取締役 泉 清

本社 沖縄県北谷町字吉原376番地
電話 (09893) 6-1837・2461

営業種目

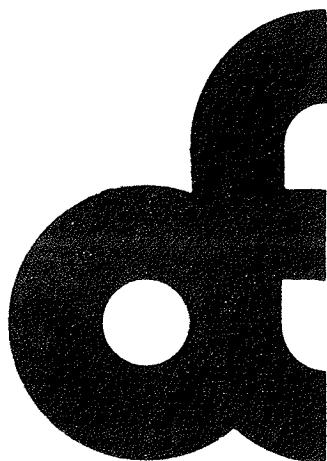
橋梁等構造物調査・診断・設計
土木設計・土質調査・測量調査

株式会社 総合設計

代表取締役 与儀実友
専務取締役 小橋川清
常務取締役 与那嶺潜
常務取締役 金城祥隆

本社 沖縄県浦添市牧港4丁目7番8号 ☎ (0988) 76-3204(代)
土質試験室 沖縄県西原町字小那覇1563 ☎ (09894) 5-0846

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
大城栄篤

本社 沖縄県浦添市字勢理客555-2
〒901-21 TEL0988-78-1381・FAX0988-76-0793
北部営業所 TEL0980-52-6341
東京支社 TEL03-414-6021

より豊かな県づくりに寄与する

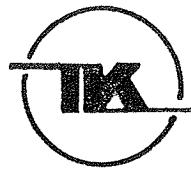
◆総合建設業◆



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
☎ (0988) 77-2131・8556
FAX (0988) 76-5664
- 北部営業所：名護市字世富慶415番地
☎ (09805) 2-1570



総合建設業 (有)武国建設

代表取締役 喜屋武國男

本社 沖縄県今帰仁村字与那嶺626番地

電話 (0980) 56-4046・3609

支店 沖縄県浦添市宇安波茶235番地

電話 (0988) 77-4098

営業種目

土木関係の調査・計画・設計・
監理・測量全搬、地質・土地調
査・試験、地下水調査及び開発
磁気探査・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

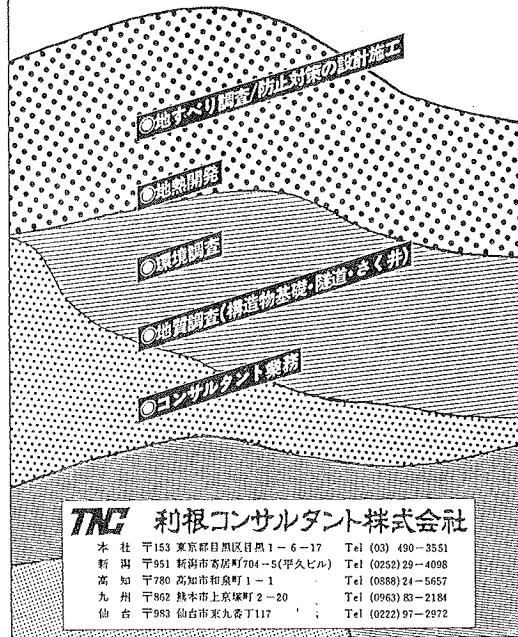
代表取締役	砂川	晃章
取締役	砂川	昌逸夫
取締役	友利	和喜
監査役	比嘉	定志
総務部長	天久	武光
営業部長	砂川	武光

〒901-21 沖縄県浦添市字宮城633番地

電話 (0988) 77-4390 (代)

FAX (0988) 76-2661

豊富な実績と最新の技術



TNC 利根コンサルタント株式会社

本社 〒153 東京都目黒区目黒1-6-17 Tel (03) 490-3551
 新潟 〒951 新潟市西花町704-5(平久ビル) Tel (0252) 29-4098
 高知 〒780 高知市和泉町1-1 Tel (0888) 24-5657
 九州 〒862 熊本市上京塚町2-20 Tel (0963) 83-2184
 仙台 〒953 仙古市東九番丁117 Tel (0222) 97-2972

地すべり対策工事用ボーリングマシン



きびしい施工条件・難地層では利根のボーリングマシンが最も適しています。

抑止ぐい建込み用

- TBM形
スピンドルタイプの汎用大口径専用機です。
- HLL形
強力なドライヘッドをもち、玉石、粘石、硬岩層を掘削できる最強力機です。

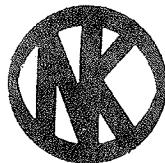
集排水ボーリング用

- THS形
スピンドルタイプの汎用機で、水平水抜きボーリングが適しています。
- TOP形
トップドライブタイプで、シールドボーリング工法により崩壊性の高い地層を容易にせん孔でき、特にたて坑内の地下水ボーリングに適しています。

Tone 株式会社 利根ボーリング

本社 〒153 東京都目黒区目黒1丁目6番17号 ☎ (03) 493-0111
 大阪支店 ☎ (06) 325-2784 東北営業所 ☎ (022) 236-6581
 横岡営業所 ☎ (092) 611-1491 大阪出張所 ☎ (0186) 42-2285
 札幌営業所 ☎ (011) 631-3376 金沢出張所 ☎ (0762) 52-1434

総合建設業



株式会社 南海建設

代表取締役会長 小 渡 勝 雄

代表取締役社長 白 岩 昭 至

専務取締役 夏 見 次

専務取締役 国 昌 良

取締役土木部長 神 盛 喜

本社 〒901-21 浦添市牧港5丁目6番3号

☎ (0988) 77-2551 (代)

FAX (0988) 77-2550

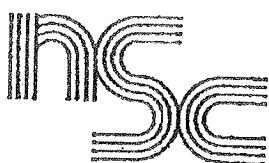
総合建設業



南洋土建
株式会社

代表取締役社長 比嘉廣

本社 沖縄県那覇市与儀1丁目5番2号
☎ (0988) 53-0611(代表)
東京営業所 東京都港区六本木1丁目7番28号
(落合麻布台ビル504号)
☎ (03) 582-4928



★上水道、下水道及び工業用水道
★治水、利水及び水環境管理
★農業開発
などに係るコンサルティング

株式会社 日水コン

代表取締役会長 田辺弘
代表取締役社長 堤武

東京都新宿区大久保2丁目2番6号 電話(03)202-0101(代)
沖縄出張所：浦添市勢理客557の1(トヨタビル3F)
TEL. (0988) 79-6673
支所：大阪、北海道、東北、名古屋、広島、九州

ウォーターフロントの 明日をひらく

活動の場は、ウォーターフロントと呼ばれる、沿海域および河川、湖沼まで、すべてのフィールドにおよんでいます。各種消波ブロックの製作据え付けのみならず、築堤、ケーソン製作から魚礁、人工海浜、レジャー施設にいたるまで、広範な実績をもち、現地調査から計画、設計、施工、管理まで一貫した責任体制で、全国からの要請に応えています。

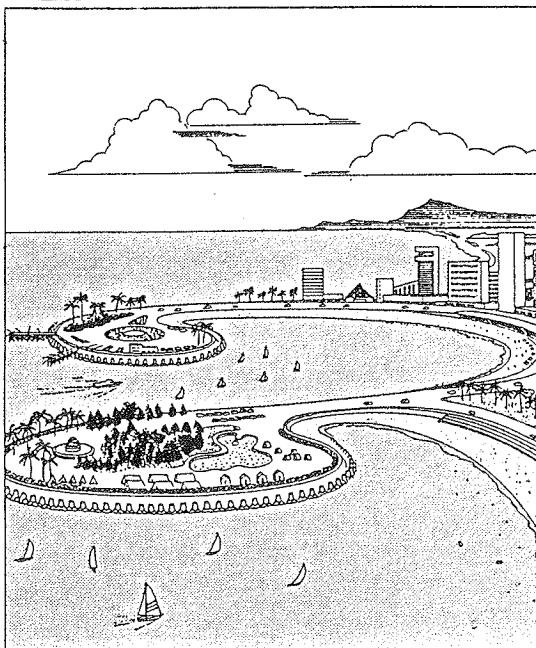


日本テトラポッド株式会社®

代表取締役社長 白石 直文
沖縄営業所長 米須 清順

本 社 東京都新宿区西新宿2-7-1(第一生命ビル)
電 話 東京(342)0151(代) ファックス(342)8995
沖縄営業所 那覇市久茂地1-2-20(OTV園和プラザ)
電 話 那覇(62)7223 ファックス(77)0275
支店：札幌・新潟・東京・名古屋・大阪・九州 応用土木研究所

テトラポッドは、日本テトラポッド株式会社の登録商標です。



營業種目 **{ 建設コンサルタント業務・測量及土地家屋調査士業務
地質及土質調査業務・施工管理及磁気探査業務 }**



合資会社 **日興建設コンサルタント**

代 表 者 砂 川 恵 常
調査測量部長 松 田 長 栄
設 計 部 長 城 間 敏 夫

〒901-21 事務所 浦添市字勢理客456番地 ☎ (0988)77-1667(代)

(社)日本工業規格表示許可工場

ゴールコン・ボックスカルバート・コンクリート2次製品・製造販売



株式会社 牧港産業

代表取締役 又吉一男

〒901-21 沖縄県浦添市字小湾1番地
電話 (0988) 77-5139
FAX (0988) 79-6148

総合建設業



牧港建設株式会社

代表取締役社長 平良平太郎

代表取締役専務 比嘉武夫

常務取締役 比嘉啓文

浦添市伊祖1-21-2-201 (パイプライン沿い)

TEL. (0988) 77-2666

FAX. (0988) 76-9034

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



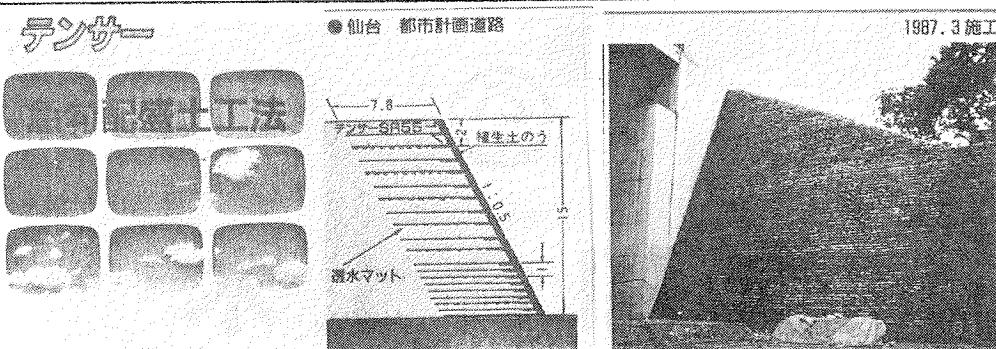
ユニオン土木設計株式会社

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 (0988) 79-0273・0274



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)

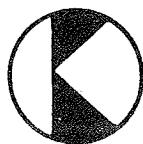
☎(092)752-0766 FAX (092)752-0769

沖縄営業所 〒900 沖縄県那覇市曙2丁目27番4号

(ベガサスマンション 403号)

☎(0988)68-5672 FAX (0988)64-1336

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

沖縄県浦添市字沢砥1403の1
(琉信レジデンスたくし1階)
TEL. (0988) 77-2622



(資) 和合土木

代表者 仲 本 幸 次

〒901-21 沖縄県浦添市字前田1728番地
電話 (0988) 78-6675
FAX (0988) 77-6899

表紙写真説明

『久慶門』

守礼門をくぐり、歓会門を右手にゆるやかな坂を下るとひときわ高い城壁に石造アーチが見える。かつて琉球国の王城として栄えた首里城、その外郭の3つの城門のうちの1つ「久慶門」、俗に「誇り御門」ともよばれ、国主物参りの留守中は閉門される慣例になっていた。明治12年（1879年）の廃藩置県で首里城明け渡しの際、国王尚泰はこの門から退出されたという。中国文化を取り入れ、沖縄独特の建築文化を生みだした首里城の諸門の中で最も変化に富んでいる久慶門、琉球石灰岩の切石で築造されたこのアーチは、正にいにしえ人の栄華を物語るかのようにそびえ立っている。

第一回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集

昭和63年11月13日 発行

編集 第一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 (0988) 5-2221 (内線2743)

印刷 株式会社 太陽
〒901-21 浦添市字安波茶265-1
TEL (0988) 76-4188