

ISSN 0917-5687

第12回
沖縄地盤工学研究発表会
講演概要集

Annual Meeting Papers
of
Okinawa Geotechnical Society, 1999



1999年11月9日

(沖縄ハイツ)

沖縄地盤工学会

目 次

沖縄地盤工学会第12回研究発表会開催にあたって	1
会長 上原方成 上原地盤工学研究所	
1. 南風原町新川地区地すべり災害（速報）	2
宜保 清一 琉球大学農学部	
2. 再圧密による強度の回復について	6
中村 真也 鹿児島大学大学院	
宜保 清一 琉球大学農学部	
畑 勢津子 琉球大学大学院	
3. 沖縄、仲順泥岩すべり（1）－強度特性－	10
比嘉 優 琉球大学農学部生	
宜保 清一 琉球大学農学部	
中村 真也 鹿児島大学大学院	
4. 沖縄、仲順泥岩すべり（2）－安定解析－	12
金城 志保 琉球大学農学部生	
宜保 清一 琉球大学農学部	
中村 真也 鹿児島大学大学院	
5. 具志川市塩屋地区崩積土すべり災害報告（概要）	14
砂川 尚之 日興建設コンサルタント	
大深 久志 （同）	
城間 永誠 （同）	
6. 島尻層群与那原層泥岩（N値 ≥ 50 ）の一軸圧縮強度に関する考察	18
上原 裕 （株）協和建設コンサルタント	
与那嶺 満 応用地質（株）	
平良 聡 （株）沖技	
新垣 健二 （株）沖縄建設技研	
小林 文男 （株）海邦技研	
7. 島尻層群の特徴及び与那原層に見られる亀裂面に関する調査	20
赤嶺 伴子 琉球大学大学院	
伊禮 達明 琉球大学工学部生	
原 久夫 琉球大学工学部	
8. 大規模掘削に伴う島尻層泥岩のリバウンド挙動について	22
内村 雄一 応用地質（株）	
津嘉山 匡 沖縄県	
与那嶺 満 応用地質（株）	

9. 表土流出防止を目的とした赤土の安定処理に関する実験的研究	26
石原 学 琉球大学工学部生	
吉田 勝 琉球大学工学部生	
原 久夫 琉球大学工学部	
10. 開発事業における赤土等流出防止対策の状況	30
満本 裕彰 沖縄県衛生環境研究所	
大見謝 辰男 (同)	
比嘉 榮三郎 (同)	
仲宗根 一哉 (同)	
11. 不織布シートを用いたろ過型沈砂池の計画基準	32
黒崎 靖介 日本工営 (株)	
高田 徹 蝶理 (株)	
和宇慶 ミツ子 (合) 導プランニング	
12. SCP 工法における砂杭の内部摩擦角と N 値の関係について	36
鈴木 亮彦 不動建設 (株)	
中角 功 (同)	
13. 二つの指標からみたサンゴ礫混じり地盤のいくつかの特性	40
親泊 正孝 沖縄総合事務局港湾計画課	
14. 石炭灰改良材(G アッシュ)による浚渫土改良試験	44
天願 友一 沖縄電力 (株)	
波平 智成 (同)	
城間 加礼 (株) 国場組	
佐藤 泰 日本国土開発 (株)	
15. 沖縄島における代表的地盤の STP10cm 区間打撃回数に関する一考察	48
(地盤データベースの利用)	
玉寄 梨奈子 琉球大学工学部生	
原 久夫 琉球大学工学部	
大城 祐子 琉球大学大学院	
16. GIS ソフトを利用した地質図の 3D 表示	52
渡辺 康志 (有)モアイ	
17. 那覇市・浦添市における GIS ソフトを利用した地盤情報のデータベース化	56
大城 祐子 琉球大学大学院	
玉寄 梨奈子 琉球大学工学部生	
原 久夫 琉球大学工学部	
渡辺 康志 (有)モアイ	
金城 英喜 浦添市企画部	

18. 電気探査法による空洞調査(その2)	60
高久 和彦 大和探査技術(株)	
小疇 央 (同)	
古市 周二 (同)	
仲嶺 朝信 沖縄基礎(株)	
19. 本部半島における地盤変形解析及び地すべり対策例	64
小川 浩一 パシフィックコンサルタンツ(株)	
片野田 隆宣 (同)	
20. 古宇利大橋杭基礎における琉球石灰岩層の特性について	68
東浜 安邦 沖縄県北部土木事務所	
21. さんご礁海域の泥質堆積物の力学特性について	74
与那嶺 盛明 琉球大学大学院	
新城 俊也 琉球大学農学部	
22. 琉球石灰岩破屑物のせん断特性	76
永吉 功治 琉球大学大学院	
新城 俊也 琉球大学農学部	
23. 破砕性砂の一次元圧縮クリープ特性	80
下釜 清仁 琉球大学農学部生	
新城 俊也 琉球大学農学部	
24. 石灰質砂の鋼材との摩擦特性について	82
比嘉 理恵 琉球大学農学部生	
新城 俊也 琉球大学農学部	
瀬戸内 秀規 琉球大学農学部	
沖縄地盤工学会会員	84

沖縄地盤工学会第12回研究発表会開催にあたって

沖縄地盤工学
研究会会長 上 原 方 成

本会が他県に先駆けて県単位の準学会的研究発表会を開催したのは、月日のたつのは早いもので、12年前となっています。まさに、干支1順したことになります、本県での学会全国大会開催を機に、九州大学名誉教授 山内豊聡先生の大いなる肝入りと県内の官民学界の皆さんの土質地盤工学への関心の高まりによりここまで来れたのだと誠に感慨深いものがあります。この間第5回と10回には国内外の学識者の特別講演も含めた記念大会をもち、また、毎回多くの調査・研究・工事事例報告などの参加があって、本土中央学界から離れた沖縄における地盤工学・技術関連情報の集積にお互いに貢献して来たと自負してよいと言えましょう。これもひとえに九州支部の先生方のご激励と県内の皆々様の互助努力、特に実行委員各位のご奉仕（研究発表会の縁の下での力持ち的献身努力）の賜物であると痛感致しておりここに敬意と謝意を表します。一方、本研究会名称も中央にならい土質工学会から地盤工学会へと変わりましたが、農業土壌学（農学）/土質・地盤工学（工学）/地質学（理学）を網羅した学際的総合的かつ実務型の研究会としてより一層飛躍となるよう期待しましょう。

さて、本会の今後の進め方には、これまでの実績の評価は高いと考えられるものの、発表会の実現には実行委員個々の献身的努力や運営課題（開催費用、会場、そして参加・発表者及び進行方式など）も多いことが実感され、このままでよいのか、参加者、関係者で検討する時期にきているようにも思います。このままではマンネリ化の気配も感じられ、基調報告/講演とともに日程、発表形式、発表時間や質疑応答の進め方またはシンポジウム/フォーラム形式の取り入れなども考えてみる必要があります。そのために、折を見て多くの皆さんの参加による検討会を開いてもよいのではないかと思量致します。実行委員会では、今回までは従来方式で進めることにしましたが、次回からの進め方についてはご参加の皆さんのご意見もいただきたいものです。ついでながら、役職の交替・若返りや実行委員会の構成・参画のありかたについても、研究発表会持続に向けて積極的にご意見をお願いいたします。

末尾になりましたが、今回の発表会実現に努力された実行委員各位や特別講演をいただいた琉球大学農学部 新城教授に御礼申し上げ、発表者の皆様のご健闘と参加者皆さんに敬意と謝意を表し、今後とも研究発表会の継続・発展にご理解とご支援をご期待申し上げます。なお、私事ながら、小生、37年余の大学人生活を皆々様のご鞭撻ご高誼のもと去る3月に無事元気に勤め上げることができ、現在は「賛助会員」のご支援のもと那覇市在研究所で再出発人生を享受させていただき、目下、心身健全に心掛け、ボランティア精神(NPO)の構えで地域社会にわずかなりとも学識経験の還元と貢献をと頑張っております。

平成11年11月9日

1. 南風原町新川地区地すべり災害（速報）

琉球大学農学部 宜保 清一

1 地すべりの現況

沖縄県南風原町新川地区において、平成11年9月23日の未明に、台風18号に伴う豪雨を原因として、地すべりが発生した。

地すべりブロックは、斜長及び幅がおよそ60mである。地すべり発生は直接的には400mmを越す豪雨が引き金となった。地すべりブロックの上方は住宅地となっていて、2軒の住宅の庭と駐車場の一部が滑落し、住宅も危険な状態にある。地すべりブロックの下方には沖縄中央育成園があり、新築の建物内に大量の土砂が流れ込んだ。住民や育成園の生徒、職員にけがは無かった。新築の建物は9月21日に落成し、10月1日に生徒達を入居させる予定だった。本地すべりに関しては、以前から斜面に変状がみられ、地すべりの防止対策の要望があつて、南風原町役場が地権者らと協議していたが、一部地権者の事業同意が得られなかった。現在、上記住宅の2世帯に避難勧告をしており、育成園の新施設の使用も中止させている。

本地すべり地及び周辺は、緩やかな起伏を呈した丘陵地帯で、標高70～80m、平均勾配20～30度の斜面からなる。地すべり地特有の地形は当該箇所も含めて周辺地域に多く存在する。地質的には、第三紀島尻層群泥岩層からなり、地質構造、強度特性及び物理的・鉱物学的性質を原因として、地すべり・崩壊が多発している。

2 地すべり拡大の可能性等

地すべり頭部の滑落崖は、落差が10m余で、不安定な状態にある。露出泥岩が今後乾湿の繰り返しによって弱化し崩落して、頭部が後退することが予想され、住宅がより危険な状態になる。滑落崖からの土・岩塊の崩落は、強い落下エネルギーを有し、地すべりブロックの中・下部及び育成園の新施設付近において応急対策工事を行う際にきわめて危険であるため、施工に当たっては十分な注意が必要である。また、地すべりブロックの中心部に高含水の移動土体があり、今後の雨量の大きさ如何によっては泥流化の恐れがある。地すべりブロックの両翼の移動土体も再活動の危険性が認められる。

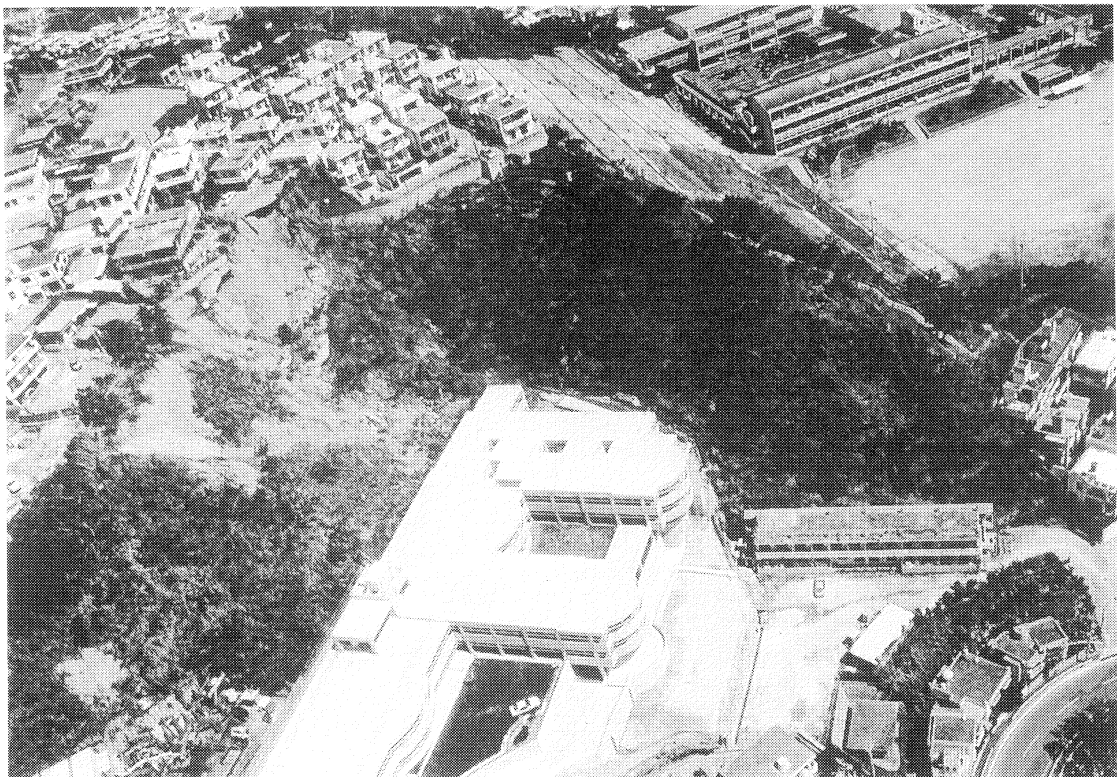
3 今後の対策に当たってのコメント

* 応急対策については

恒久的な対策工事が実施されるまでにかかなりの日数を要するため、その間の危険降雨に対して住民を避難させる必要があり、警戒避難体制を充実するなどのソフト対策を講じる。そのためには、地すべりの微動を察知し、警報を発する計測機器を設置する。地すべりは雨水が地面に浸透し再活動するので、雨水を集水し排除する地表水排除工を設置する。また、地すべりブロックの拡大や部分的な斜面崩壊は人的・物的損害を引き起こす危険性が大であるので、そのための応急対策も必要であり、調査を進める。

* 恒久対策については

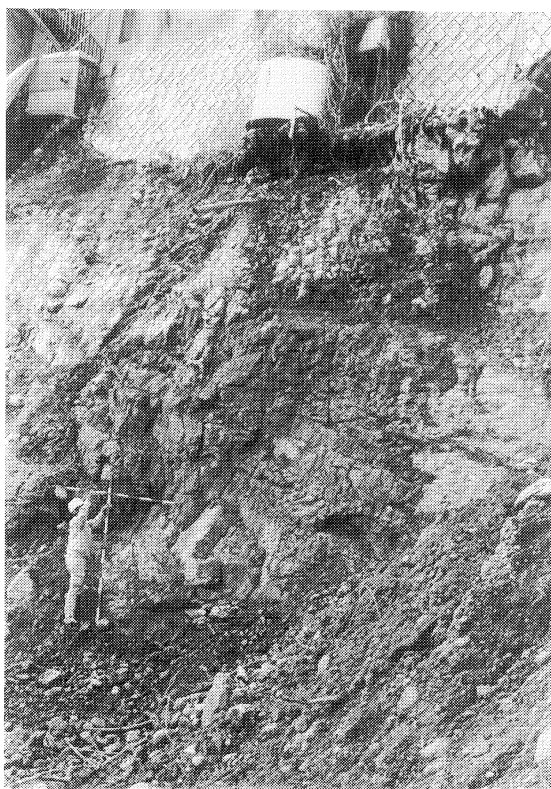
本地すべりのブロック及び周辺は建物だけでなく、多くの人たちと関わっているため、安全性の確保は必要不可欠であり、恒久的な安定に向けて、適切な対策工事を行う必要がある。そのためには、地すべり機構を解明する必要がある。地形、地質、地下水、すべり面深度、すべり面土の強度及び物理的・鉱物学的性質を明らかにする。



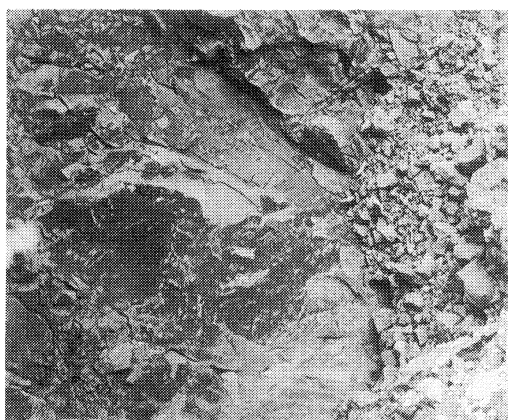
写真－1 地すべり全景



写真－４ 地すべり頭部の状況



写真－５ 滑落崖の状況

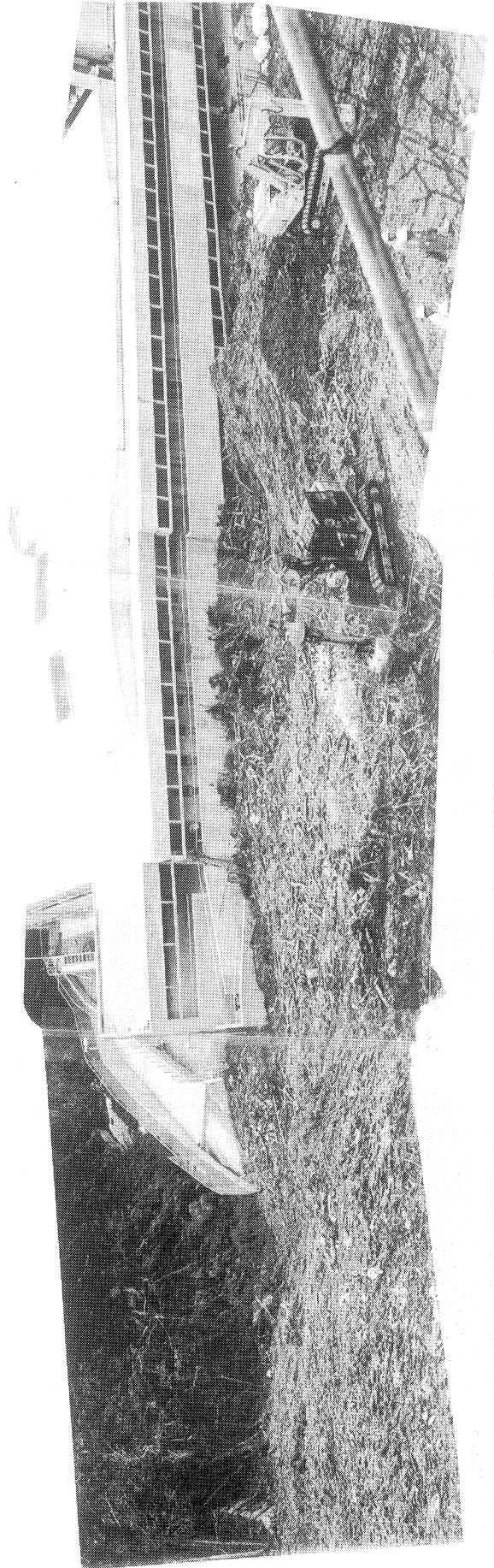


写真－６ すべり面に転化した地質弱面

写真－2 地すべりブロック中・上部の状況



写真－3 地すべりブロック下部の状況



2. 再圧密による強度の回復について

鹿児島大学大学院連合農学研究科 中村真也
琉球大学農学部 宜保清一
琉球大学大学院農学研究科 ○畑勢津子

1. はじめに

移動量の大きい再活動型地すべりでは、滑動によりすべり面が発達し、すべり面強度は残留強度にまで低下している。この種の地すべりの安定解析では、すべり面の平均強度として残留強度を適用している^{1,2)}が、残留強度のみでの対応では地すべりの現状を説明できないことがある。また、再活動前の安定期にすべり面土のせん断強度は土かぶり圧による再圧密により回復するとの指摘があり³⁾、周ら⁴⁾は、低い垂直応力の下での強度回復を認めた。地すべりが再活動する際、すべり面において動員される強度を如何に想定するかは重要な問題で、安定解析結果に大きな影響を与える。

本研究では、強度回復とその影響因子を明確にするために、台湾中部横貫公路地すべり⁵⁾および亀の瀬地すべり^{6,7)}からの採取土について、地すべりの滑動・停止・再発を想定した“大変位せん断－再圧密－再せん断”試験を行い、強度の回復特性を明らかにした。

2. 試料の物理的・鉱物学的性質

表-1および表-2に、試料の物理的・鉱物学的性質を示す。物理的性質については、台湾試料は液性限界 $w_L=26.5\%$ 、塑性指数 $I_p=10.8$ で、粘土分含有量が 17.2% と少なく、細・粗砂分含有量が 64.4% と多い。亀の瀬試料は、 $w_L=114.0\%$ 、 $I_p=64.0$ で、粘土分含有量が 73.2% と多い。鉱物組成については、亀の瀬試料はスメクタイトが特に多く、石英の他に長石、雲母等を含有している。スメクタイトは、薄板状を呈する層状ケイ酸塩粘土鉱物で、高膨潤性と配向性を有し、残留強度の低下に寄与する。台湾試料は石英、雲母、緑泥石、長石を主とし、スメクタイトを含有していない。

表-1 試料($<420\mu m$)の物理的性質

試料	w_L (%)	w_p (%)	I_p	粘土 (%) ($<2\mu m$)	シルト (%) ($2\sim20\mu m$)	細砂 (%) ($20\sim200\mu m$)	粗砂 (%) ($200\sim420\mu m$)
台湾	26.5	15.7	10.8	17.2	18.4	38.0	26.4
亀の瀬	114.0	50.0	64.0	73.2	17.8	5.0	4.0

表-2 試料($<420\mu m$)の鉱物組成

試料	鉱物
台湾	Qr > Mi, Ch, Fd
亀の瀬	Sm \gg Qr > Fd, Mi, Kt

Sm:スメクタイト, Qr:石英, Mi:雲母, Kt:カリナイト, Ch:緑泥石, Fd:長石

3. 回復強度と残留強度

3.1 強度測定試験

強度測定は、リングせん断試験機⁹⁾を使用して行った。地すべりの滑動・停止・再発を想定し、残留強度を求めた後、せん断を停止して再圧密し、再せん断を行って回復強度を求めた。

3.2 残留強度に及ぼす垂直応力の影響

残留強度に及ぼす垂直応力の影響は、試料の残留摩擦係数 τ_r / σ_n' ～ 垂直応力 σ_n' 関係に鮮明に現れる^{9, 10)}

(図-1)。 τ_r / σ_n' 値は、シルトおよび細砂を多く含み、主要粘土鉱物が石英である台湾試料で大きく、スメクタイトが卓越し、残留せん断面の発達が良好な亀の瀬試料では小さい。また、残留せん断面の状況を反映して、高い垂直応力レベルではほぼ一定となり、低い垂直応力レベルに対して垂直応力が小さくなるほど増大し左上がりの曲線となる^{9, 10, 11, 12)}。残留せん断面は、垂直応力の大小によって発達程度（せん断面土粒子の配向度）が異なり、低い垂直応力の下では配向度が低い⁹⁾。

3.3 圧密による強度回復

“大変位せん断－再圧密－再せん断”試験では、大変位せん断に伴う強度低下及び再圧密による強度回復の特徴を明らかにしようとした。摩擦係数 τ / σ_n' とせん断変位 D の関係を、完全軟化強度を中心とした初期せん断領域、残留せん断領域および再せん断領域に分け整理することで強度の低下および回復の様相がより明らかになる(図-2, 3)。強度の低下率および回復率は以下のようなものである。

$$\text{低下率}(\%) = \frac{\tau_{sf} / \sigma_n' - \tau_r / \sigma_n'}{\tau_{sf} / \sigma_n'} \cdot 100$$

$$\text{回復率}(\%) = \frac{\tau_{rc} / \sigma_n' - \tau_r / \sigma_n'}{\tau_{sf} / \sigma_n' - \tau_r / \sigma_n'} \cdot 100$$

ここで、 τ_{sf} ：完全軟化強度、 τ_r ：残留強度、 τ_{rc} ：回復強度、 σ_n' ：それぞれの強度発揮時の有効垂直応力

台湾試料においては、 $\sigma_n' = 50\text{kPa}$ の下では、完全軟化強度から残留強度への低

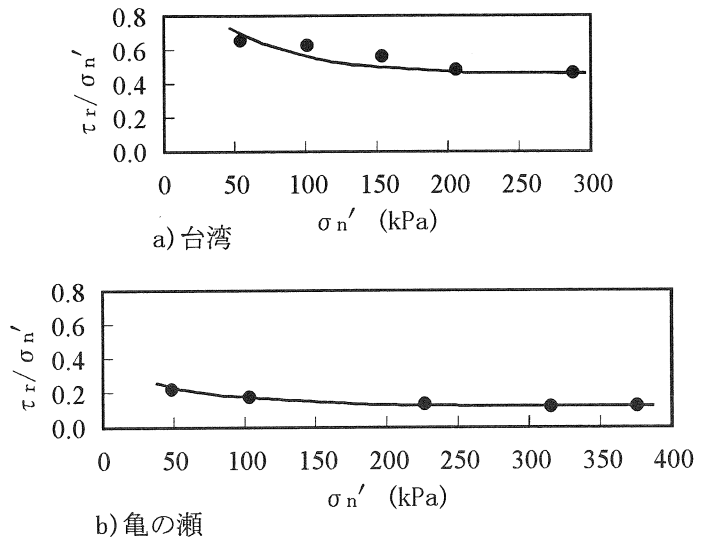


図-1 試料の残留摩擦係数と有効垂直応力の関係

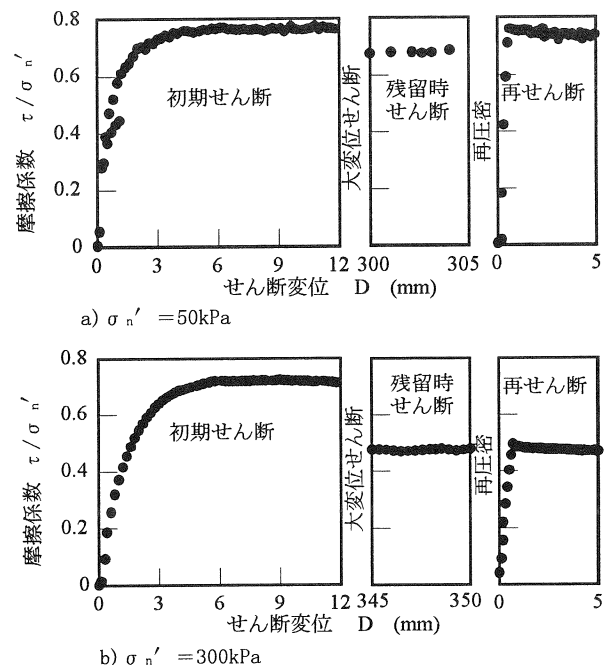


図-2 台湾試料の初期せん断、残留時せん断、再せん断領域における摩擦係数とせん断変位の関係

下率は16.2%であった。回復率は91.1%で、残留強度まで低下した強度は、再圧密によって完全軟化強度近くまで回復した。 $\sigma_n' = 100\text{kPa}$ の下では、低下率は19.2%で、回復率は50.26%であった。 $\sigma_n' = 150\text{kPa}$ の下でも同様な傾向が示され、低下率および回復率は、それぞれ20.9%, 49.0%となった。図-1において、せん断面の発達の悪さが示された $\sigma_n' = 150\text{kPa}$ 以下の低い垂直応力の下では、再圧密が効果的に作用して強度の回復が顕著である。一方、 $\sigma_n' = 200\text{kPa}$ の下では、低下率は35.3%と大きい、再圧密による強度の回復はほとんどみられず、回復率は3.2%と小さかった。 $\sigma_n' = 300\text{kPa}$ の下でも同様に、低下率は35.2%と大きく、回復率は1.1%と小さかった。 $\sigma_n' = 200\text{kPa}$ 以上では、強度回復率は無視できる程度で、残留せん断面が発達し、粒子配向状態が再圧密によっても変化を起こさなかったことを示す。亀の瀬試料においては、配向性粘土鉱物のスメクタイトが卓越し、残留強度が低く、完全軟化強度から残留強度への低下率は54.0%~65.6%で、極めて大きかった。回復率は0.3%~8.0%と小さく、垂直応力が大きくなるほど回復率は小さくなる傾向を示した。これは、垂直応力が大きくなるほど残留せん断面の発達程度が良好であるため⁹⁾、再圧密による粒子の再配列が起こらなかったことに起因するものである。

4. まとめ

台湾試料の強度定数は、完全軟化強度が $c_{sf}=4.6\text{kPa} \cdot \phi_{sf}=35.3^\circ$ 、残留強度が $\sigma_n' = 50 \sim 150\text{kPa}$ で $c_{r1}=9.0\text{kPa} \cdot \phi$

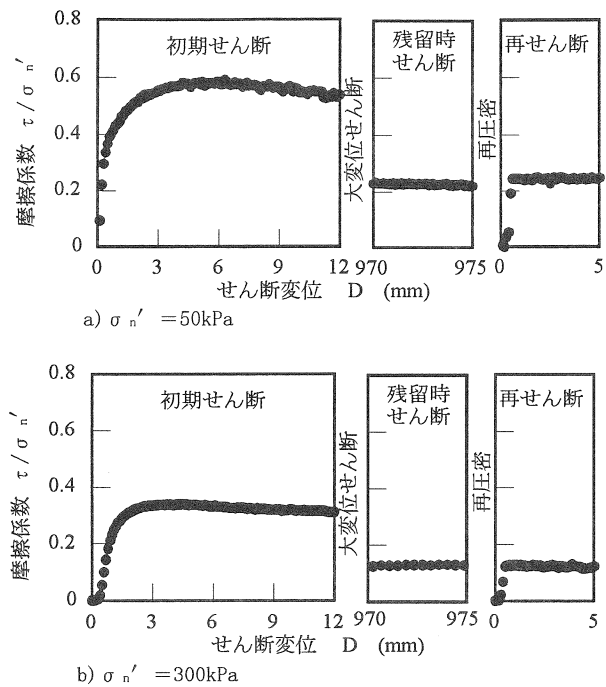


図-3 亀の瀬試料の初期せん断，残留時せん断，再せん断領域における摩擦係数とせん断変位の関係

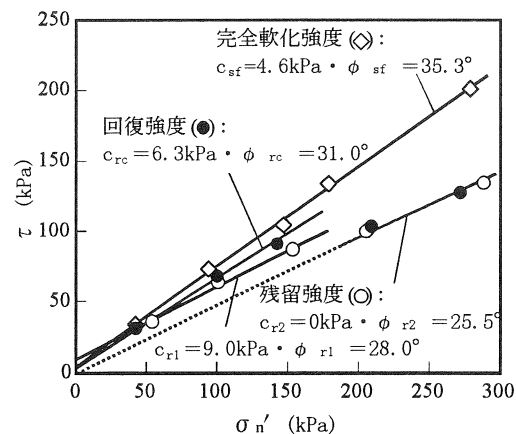


図-4 台湾試料の回復強度，残留強度および完全軟化強度

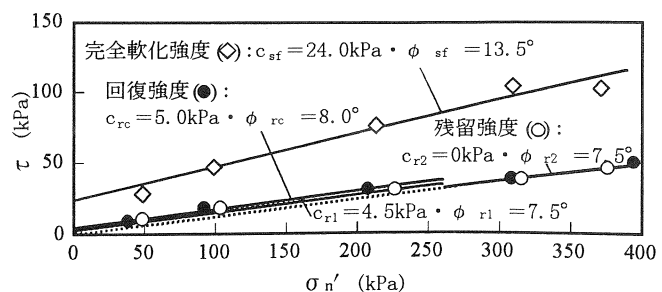


図-5 亀の瀬試料の回復強度，残留強度および完全軟化強度

$r_1=28.0^\circ$, 200kPa 以上で $c_{r2}=0\text{kPa} \cdot \phi_{r2}=25.5^\circ$ となった。 $\sigma_n' = 50 \sim 150\text{kPa}$ の垂直応力レベルの下では、再圧密による強度の回復が顕著であり、回復強度が $c_{rc}=6.3\text{kPa} \cdot \phi_{rc}=31.0^\circ$ となった（図-4）。亀の瀬試料では、完全軟化強度が $c_{sf}=24.0\text{kPa} \cdot \phi_r=13.5^\circ$, 残留強度は、 $\sigma_n' \leq 200\text{kPa}$ で $c_{r1}=4.5\text{kPa} \cdot \phi_{r1}=7.5^\circ$, $\sigma_n' \geq 300\text{kPa}$ で $c_{r2}=0\text{kPa} \cdot \phi_{r2}=7.5^\circ$ となった。回復強度は $\sigma_n' \leq 200\text{kPa}$ で $c_{rc}=5.0\text{kPa} \cdot \phi_{rc}=8.0^\circ$ となった（図-5）。

石英を多く含有する台湾試料では、垂直応力 $\sigma_n' = 150\text{kPa}$ 以下で残留せん断面が発達せず、再圧密によって強度が回復した。スメクタイトを多く含有する亀の瀬試料では、残留強度からの強度回復はほとんどなかった。回復強度は、再せん断時における圧密効果の発現である。残留せん断面の発達要因として、試料の物理的・鉱物学的性質および垂直応力の大小が挙げられる。

低い垂直応力の下での $\tau / \sigma_n' \sim D$ 関係および $\tau \sim \sigma_n'$ 関係を石英およびスメクタイトの含有量に対して模式的に示す（図-6）。石英を多く含有する試料では、残留せん断面における土粒子配向の悪さに起因して、再圧密によって強度が大きく回復する。一方、スメクタイトを多く含有する試料では、鏡肌を呈するほどに残留せん断面が発達するため、再圧密による強度の回復がほとんどみられない。

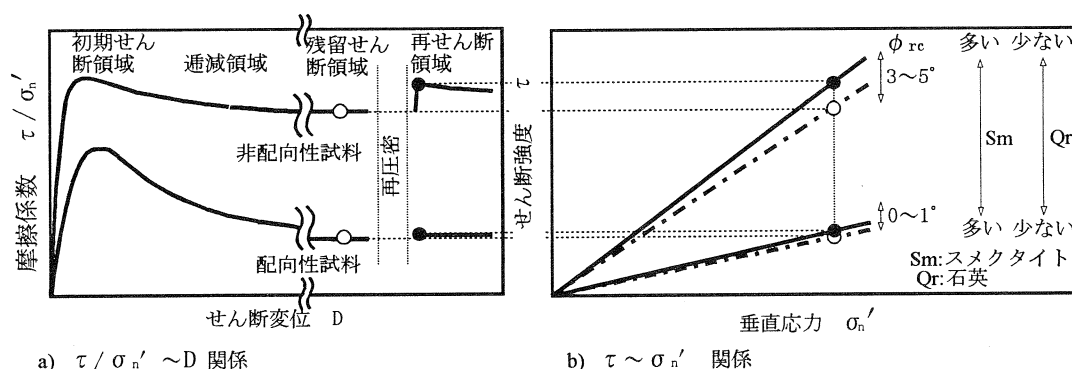


図-6 地すべり土の低い垂直応力の下における強度回復の模式図

引用文献

- 1) 土地改良事業計画設計基準—農地地すべり防止対策—, pp. 68-69, pp. 165-166, 1989
- 2) 高速道路調査会編, pp. 169-172, 1985
- 3) Chandler, R. J., Geotechnique, 27(4), pp.479-495, 1977
- 4) 周亜明ら, 農土論集, 187, pp. 23-29, 1997
- 5) 宜保清一ら, 地すべり, 34(2), pp. 50-56, 1997
- 6) Hayashi, Y. et al., DAVID H. BELL, Proceedings of the sixth international symposium, pp.127-132, 1992
- 7) 村田行雄, 地すべり, 16(4), pp. 25-39, 1980
- 8) 宜保清一, 地すべり, 31(3), pp. 24-30, 1994
- 9) Gibo, S. et al., Canadian Geotechnical Journal, 24(3), pp.456-462, 1987
- 10) 中村真也ら, 地すべり, 36(1), pp. 28-34, 1999
- 11) Skempton, A. W., Geotechnique, 14(2), pp.77-101, 1964
- 12) Bishop, A. W. et al., 21(4), pp.273-328, 1971

3. 沖縄、仲順泥岩地すべり（1）

－強度特性－

琉球大学農学部

宜保清一

鹿児島大学大学院連合農学研究科 中村真也

琉球大学農学部生産環境学科 ○比嘉 優

1. はじめに

仲順地すべりは、沖縄本島中部の北中城村の中心部で発生したもので、島尻層群泥岩地帯の地すべりとしては比較的規模の大きい初生型すべりである。地すべり発生の誘因は間隙水圧の上昇で、直接的には、229mmの豪雨（平成10年10月4日12時から5日にかけての24時間雨量、沖縄市胡屋）が引き金となった。地すべりは地内および周辺に公共施設および住宅を擁している。地すべりの再発防止対策のためには、すべり形態、すべり面状況およびすべり面において発揮される強度を十分に把握することが不可欠である¹⁾。すべり面付近泥岩のピーク強度、残留強度および回復強度について報告する。

2. 地すべりの概況および地形・地質

地すべり地域の地形は起伏が緩やかで、周辺には地すべり特有の地形特性²⁾が多数認められる。島尻層群泥岩は、脆性度の高い海成の過圧密粘土で、小断層、節理面などの弱面を素因として初生型地すべりが発生する³⁾。地すべりは、平成10年10月5日に発生した。地すべりの滑落崖は、5日12時頃に1m程度であったが、移動が停止した夜半には8～10mに達した。地すべりは斜面長が150m、幅が上部で90m、末端部で120m、総面積1.7ha、斜面勾配15°である。ボーリング調査より、すべり面は鏡肌面と脆弱な破碎部からなることが確認された。滑落崖の上部には住宅があり、危険な状態にある。地すべりブロックの中部域にある村道は、およそ100mにわたって寸断され、15m程移動した。末端部では、公園敷地が3～4m程隆起し、右翼部が中央公民館の外階段を破壊し、左翼部が総合社会福祉センター近くにまで及んだ。

3. 土質試験方法

ボーリングにより採取した不攪乱試料について三軸CU試験を行い、破碎泥岩⁴⁾のピーク強度を求めた。また、420 μ mふるい通過試料を正規圧密してからリングせん断試験⁵⁾を行い、残留強度および完全軟化強度を求めた。

3.1 物理試験結果

試料は、液性限界が $w_L = 80.0\%$ 、塑性限界が $w_p = 22.9\%$ 、塑性指数が $I_p = 57.1$ 、粘土分が52.12%、シルト分が44.85%、細・粗砂分が3.03%で、塑性的な土である。

3.2 三軸圧縮試験結果

主応力差・間隙水圧～軸ひずみの関係において、すべり面下の不動層の新鮮泥岩は破壊ひずみが $\varepsilon_t = 3 \sim 5\%$ で高いピークを示した。移動体の破碎泥岩は、 $\varepsilon_t = 10\%$ 以上で新鮮泥

岩の1/2程度のピーク値を示し、亀裂の存在により強度が著しく低下した。図-1は、試験結果をモールの応力円で整理したもので、100kPa～300kPaに対して破碎泥岩のピーク強度定数が $c_f' = 0 \sim 50 \text{ kPa}$ ・ $\phi_f' = 20.0 \sim 35.5^\circ$ を示した。開口亀裂試料では $c_f' = 0 \text{ kPa}$ 、 $\phi_f' = 20.0^\circ$ であり、成形時に亀裂が認められないものの圧縮開始後すぐに亀裂が現れた試料では、 $c_f' = 50 \text{ kPa}$ ・ $\phi_f' = 35.5^\circ$ であった。

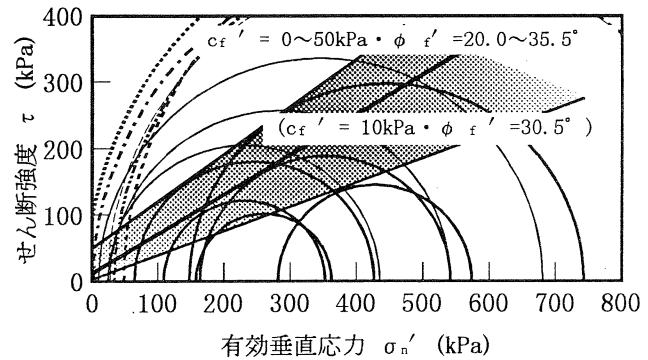


図-1 仲順地すべり試料の破碎ピーク強度（三軸圧縮試験結果）

3.3 リングせん断試験結果

正規圧密した試料についての大変位せん断では、粘土粒子が配向して鏡肌が形成され、完全軟化強度から残留強度への著しい低下が確認された。各垂直応力に対して6～9mmの変位でピークが現れ、300mm程度の変位で残留強度に達した。図-2はクーロン則に基づいて整理したもので、完全軟化強度定数は $c_{sf} = 4.0 \text{ kPa}$ ・ $\phi_{sf} = 28.5^\circ$ 、残留強度定数は $c_r = 0 \text{ kPa}$ ・ $\phi_r = 9.3^\circ$ となった。

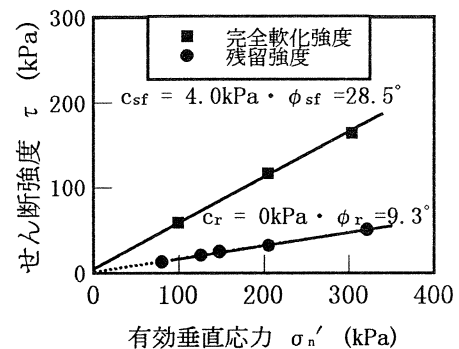


図-2 仲順地すべり試料の残留強度および完全軟化強度（リングせん断試験結果）

4. まとめ

得られた知見は次に示すとおりである。①仲順地すべりは、初生の泥岩すべりで、斜面の中・上部では移動量が大きく、すべり面は鏡肌を呈するほどに発達し、末端部では移動量が小さく、すべり面領域は破碎状態にある。②泥岩の破碎ピーク強度定数は亀裂の影響を受けて $c_f' = 0 \text{ kPa} \sim 50 \text{ kPa}$ ・ $\phi_f' = 20.0^\circ \sim 35.5^\circ$ となり、完全軟化強度定数は $c_{sf} = 4.0 \text{ kPa}$ ・ $\phi_{sf} = 28.5^\circ$ 、残留強度定数は $c_r = 0 \text{ kPa}$ ・ $\phi_r = 9.3^\circ$ となった。完全軟化強度から残留強度への強度の低下が著しく、残留せん断面は鏡肌を呈するほどに発達した。最後に、調査および実験を進めるにあたり、ご協力いただいた沖縄県中部土木事務所の方々および（株）協和建設コンサルタントの仲村起三郎氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 宜保清一：残留係数を導入した安定解析－沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用－，地すべり，33(2)，pp.46-50,1994
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準－農地地すべり防止対策－，（社団法人）農業土木学会，pp.16-26,1989
- 3) 佐々木慶三・吉沢光三・宜保清一・江頭和彦(1990)：沖縄島尻層群泥岩地帯の地すべり－地質学的背景－，地すべり，27(2)，pp.31～37
- 4) 周亜明・宜保清一・江頭和彦・翁長謙良・丸山健吉：沖縄，島尻層群泥岩地帯の地すべりにおける破碎泥岩と軟化泥岩の強度特性－浦添地すべりと山川地すべりの対比－，地すべり，32(4)，pp.26-33,1996
- 5) 宜保清一：残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその精度，地すべり，31(3)，pp.24-30,1994

4. 沖縄、仲順泥岩地すべり（2）

—安定解析—

琉球大学農学部

宜保清一

鹿児島大学大学院連合農学研究科 中村真也

琉球大学農学部生産環境学科

○金城志保

1. はじめに

地すべりの防止対策において、すべり面の平均強度定数を如何に決定するかは工事量および工法の選択に多大な影響を与える¹⁾。移動量の大きい地すべりの安定解析では、すべり面の平均強度として残留強度の適用が提唱されている^{2~4)}。しかし、移動量の大きい領域ではすべり面が鏡肌を呈するほどに発達するが、移動量の小さい領域では線的なすべり面となっていない。その場合、残留強度のみの適用では安全率が過小評価され、地すべりの現状を説明できない^{5~10)}。また、通常の変算解析では、すべり面の平均強度定数の \bar{c}' を仮定して $\bar{\phi}'$ を決めているが、安定解析の精度を高めるためには、すべり形態、すべり面状況およびすべり面において発揮される強度を十分に把握し、解析に反映させることが重要である⁷⁾。

本報告は、沖縄、島尻層群泥岩地帯の仲順地すべりを事例として、すべり形態、すべり面状況および土質強度を勘案して安定解析を行い、結果について検討した。

2. 安定解析

本地すべり斜面の中・上部のすべり主働域では移動量が大きく、鏡肌を呈するほどにすべり面が発達し、受働域の下方部では3~4m程の隆起があり、すべり面領域が破碎状態にある。すべり面は、斜面の変状、ボーリングコアおよびひずみ計測結果を基に確定し、地下水位として実測最高水位を充てた。地すべりの横断面形状は、図-1に示すように、主測線を軸としてほぼ左右対称で、すべり面のレベルが主測線部と地すべり両翼縁辺部でほとんど同じであるばかりでなく、縁辺部のすべり面がほとんど直な状態にある。このような地すべりの停止直後の安定解析縦断面図について二次元解析を行った。すべり面の状況に注目し、破碎領域に対して破碎ピーク強度、鏡肌面に対して残留強度の関与を想定して、「残留係数を導入した安定解析法」⁷⁾を適用した。

すべり面の平均強度 $\bar{\tau}$ は、残留係数 R を導入して残留強度 τ_r とピーク強度 τ_i との合力で与えられ、

$$\bar{\tau} = R \cdot \tau_r + (1-R) \cdot \tau_i \quad \text{----- (1)}$$

逆算式は

$$F_s = \frac{c' \cdot \Sigma l + \Sigma (N-U) \cdot \tan \phi'}{\Sigma T} \quad \text{--- (2)}$$

ここで、 c' および ϕ' はすべり面の強度定数、 F_s は安全率である。本地すべり

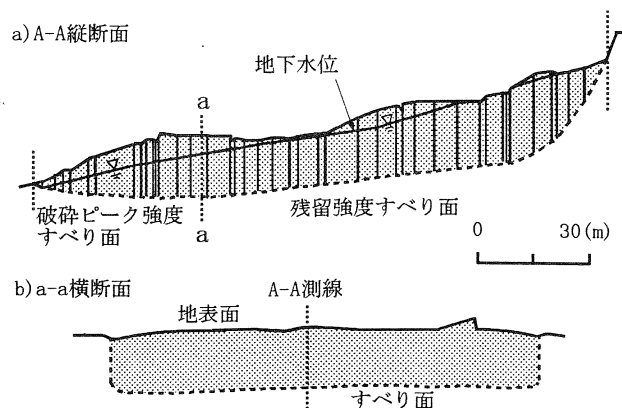


図-1 仲順地すべりの停止直後の安定解析縦断面図および横断面図

の安定解析では、まず(2)式を用いて

$$c' = -13.283 \tan \phi' + 3.922 \quad \text{---- (3)}$$

が得られる。(3)式からすべり面における平均有効垂直応力 $\bar{\sigma}_n' = 13.283 \text{ tf/m}^2$ および平均強度 $\bar{\tau} = 3.922 \text{ tf/m}^2$ を得る。次に、実験で得られた残留強度定数 ($c_r = 0 \text{ tf/m}^2 \cdot \phi_r = 9.3^\circ$) およびピーク強度定数 ($c_i' = 1.0 \text{ tf/m}^2 \cdot \phi_i' = 30.5^\circ$) をクーロン式に代入して、 $\tau_r = 2.175 \text{ tf/m}^2$ 、 $\tau_i = 8.824 \text{ tf/m}^2$ を求める。 $\bar{\tau}$ 、 τ_r および τ_i の値を(1)式に代入すれば $R = 0.737$ が得られ、(9)および(10)式によってすべり面平均強度定数 $\bar{c}' = 0.26 \text{ tf/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 15.4^\circ$ が算定できる。地すべり斜面の受働域の下方部は、破碎ピーク強度が動員され抵抗力が大きいいため、すべりに対して抑止域として関わっている。すべり面全域に残留強度が動員されているとした場合の $F_s = 0.56$ と現況安全率の $F_s = 1.00$ との差 $F_s = 0.44$ はその抑止域の抵抗相当分であると考えてよい。表-1は、安定解析で使用されている従来の手法を適用した場合と上記解析結果を比較したものである。

表-1 地すべりの停止直後の安全率とすべり面の平均強度定数

すべり面状況	地すべり斜面の中・上部：移動量大→鏡肌面形成，地すべり末端部：移動量小→破碎状態		
簡便式使用	安全率 F_s	すべり面の平均強度定数 \bar{c}' (tf/m ²) $\bar{\phi}'$ (°)	
「残留係数を導入した安定解析法」 ⁷⁾ による	(1.00)	0.26	15.4
「逆算法」 $\bar{c}' = 0.1h_{\max}$ として (h_{\max} : すべり面の最大深さ(m))	(1.00)	(2.30)	7.0
残留強度を適用	0.56	(0)	(9.3)
完全軟化強度を適用	1.94	(0.40)	(28.5)

3. まとめ

得られた結果は次に示すとおりである。①地すべり後の地形に対する安定解析では、末端部の泥岩破碎領域に破碎ピーク強度（定数： $c_i' = 10 \text{ kPa} \cdot \phi_i' = 30.5^\circ$ ），鏡肌面に残留強度を適用し、すべり面の平均強度定数として $\bar{c}' = 0.26 \text{ tf/m}^2 \cdot \bar{\phi}' = 15.4^\circ$ を得た。②安全率計算において、残留強度定数あるいは完全軟化定数を単独に適用した場合、地すべりの現状を説明できない。また、逆算法で得られるすべり面の平均強度定数 $\bar{\phi}'$ は土質工学上問題がある。最後に、調査および実験を進めるにあたり、ご協力いただいた沖縄県中部土木事務所の方々および（株）協和建設コンサルタントの仲村起三郎氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 鶴飼恵三ら，地すべり，33(2)：pp. 35-39, 1996
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準－農地地すべり防止対策－，pp. 16-26, 1989
- 3) 高速道路調査会編：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書：pp. 169-172, 1985
- 4) Skempton, A.W., Geotechnique 14(2), pp. 77-101, 1964
- 5) Skempton, A.W., Geotechnique, 35(1), pp. 3-18, 1985
- 6) 水野恵司，地形，11(1)，pp. 29-40, 1990
- 7) 宜保清一，地すべり，33(2)，pp. 46-50, 1994
- 8) 宜保清一ら，地すべり，18(2)，pp. 11-18, 1981
- 9) 宜保清一ら，地すべり，20(4)，pp. 1-6, 1984
- 10) 宜保清一，土と基礎，35(11)，pp. 27-32, 1987

5. 具志川市塩屋地区崩積土すべり災害報告（概要）

(株)日興建設コンサルタント 地盤調査部

○砂川尚之、大深久志、城間永誠

まえがき

平成 10 年 10 月、北中城村の仲順で大規模な地すべり災害が発生した。時を同じくして、具志川市塩屋地区の山腹斜面でも、比較的規模の大きな崩積土すべりが発生した。ここでは仲順地すべりの影に隠れ、一般的に知られることのなかった塩屋地区崩積土すべりについて報告する。

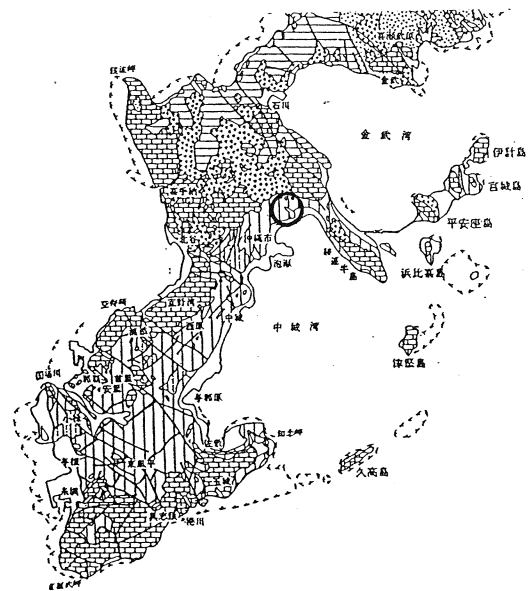
1. 災害地の地形・地質

沖縄島の太平洋側には県下最大の湾である中城湾が広がっており、これを取り囲む島尻層丘陵地の急崖が特徴的である。この急崖から太平洋側にかけて、地形は緩やかな斜面へと変わっていく。この斜面部は崩積土などによって覆われている。

中城湾を取り囲む斜面部は地すべりの発生が多く、その多くの個所が沖縄県の地すべり指定地域あるいは地すべり危険個所として挙げられている。

具志川市塩屋地区もこのような地形・地質的要因を持った地域であった。

災害発生地は具志川市役所の南約 3km に位置し、中城湾北側の勝連半島の付け根部に望む丘陵地である。



図－1 位置案内図

2. 地すべりの概要

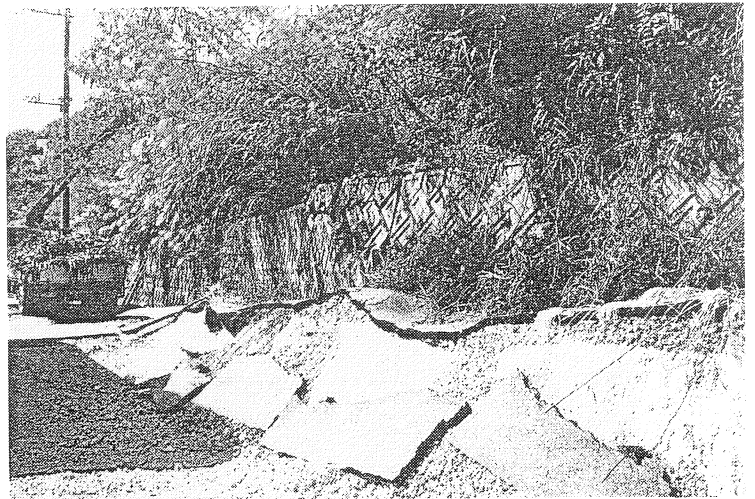
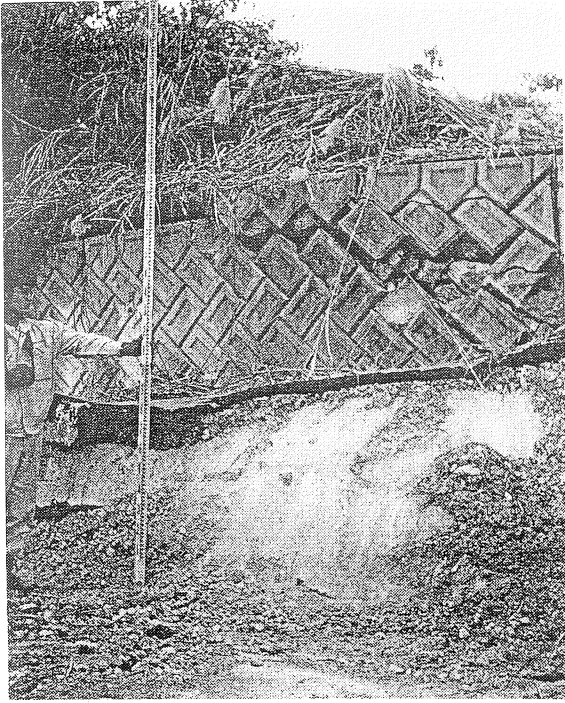
平成 11 年 10 月 4 日から 5 日にかけて約 230mm もの豪雨があり、これが誘因となって市道 112 号線を分断する地すべりが発生した。地すべりは、西側の比較的規模の大きな A ブロックと、東側のやや小規模な B ブロックの二つである（図－2 参照）。

A ブロックの地すべりは崩積土すべりであり、その規模はおおよそ、長さ 110m、幅 50m、深さ 6m で、すべりの末端と頂部の標高差は約 45m である。

頂部には、過去に崩落を繰り返して形成された泥岩の 2 段の滑落崖が存在しており、今回の地すべりに伴い滑落崖の一部がさらに崩落したと思われる。

B ブロックの崩壊跡地の範囲は長さ 30m、幅 25m、深さ 1m であるが、後述する潜在すべりを含めると幅 50m、深さ 3m に拡大するものと推定している。

移動土塊は、両ブロックとも崩積土を主体としたものである。

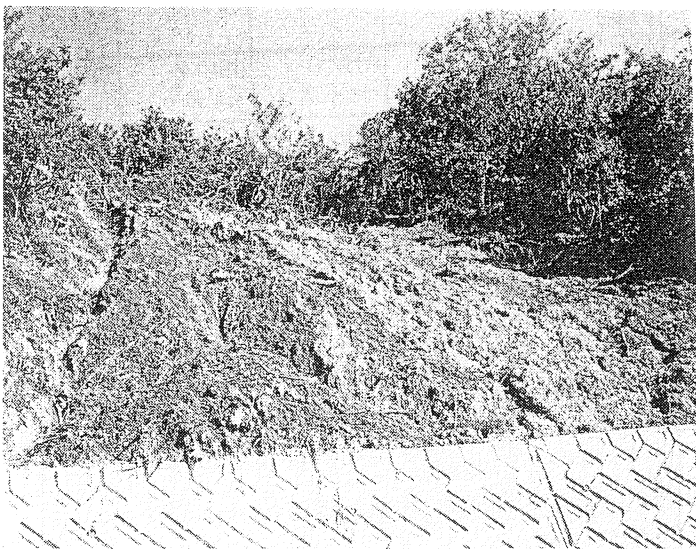


Ph. 2 移動土塊により押し出された間知ブロック積み擁壁と隆起した道路－Aブロック

Bブロックでは、間知ブロック積み擁壁上部の表層土がおよそ 750m³ 市道へ崩落した。これらの土塊は市当局によって即座に除去された。

間知ブロックの下端には、水平方向に連続した亀裂と、3本の縦亀裂の発生が認められる。その他、擁壁排水孔の目詰まり、石灰分の染み出しが現象として観られる。これらの現象は、崩落個所以外にも認められた。

このため、Bブロックでは土塊の崩落個所よりも広い範囲に潜在すべりがあるものと考えられる。



Ph. 3 崩壊跡地（右）、間知ブロック積み擁壁の亀裂（左）－Bブロック



Ph.1 地すべり地航空写真

3. 被害状況

Aブロックの末端には、市道建設の際に設置された間知ブロック積み擁壁があった。この擁壁を移動土塊が道路側へほぼ水平に約1m押し出した。そのため、擁壁がブルドーザーのブレードのような役割をなして、前面の道路が1m余りも隆起し、道路はこの高まりによって完全に分断された形となった。道路の向かいには、新築の家が2軒あり、その内の1軒はすでに入居している。

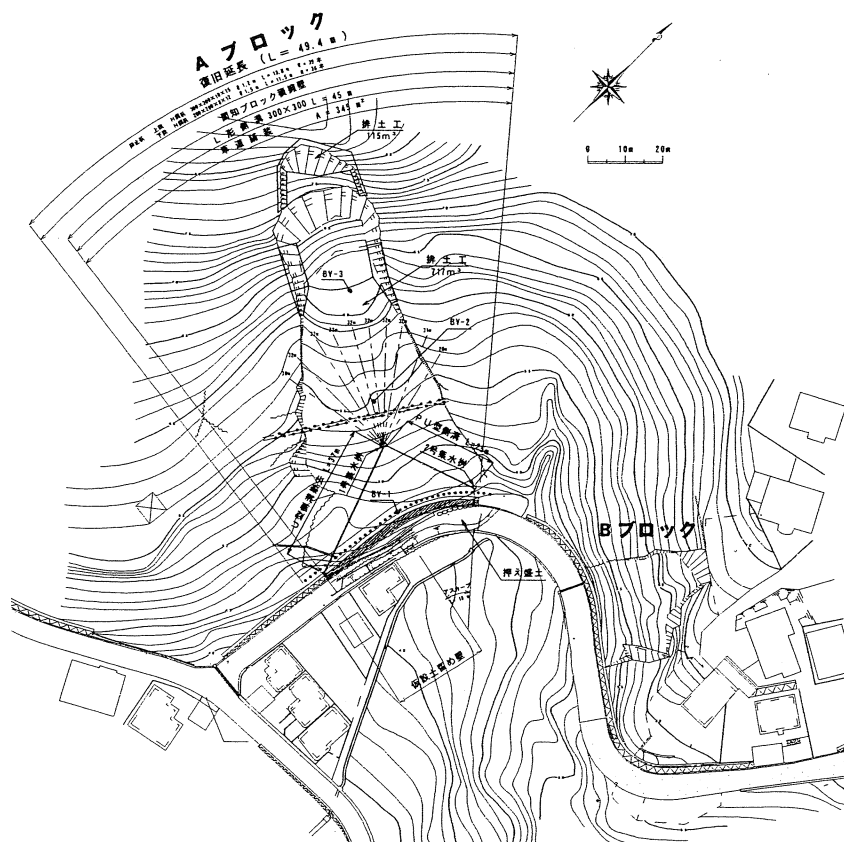
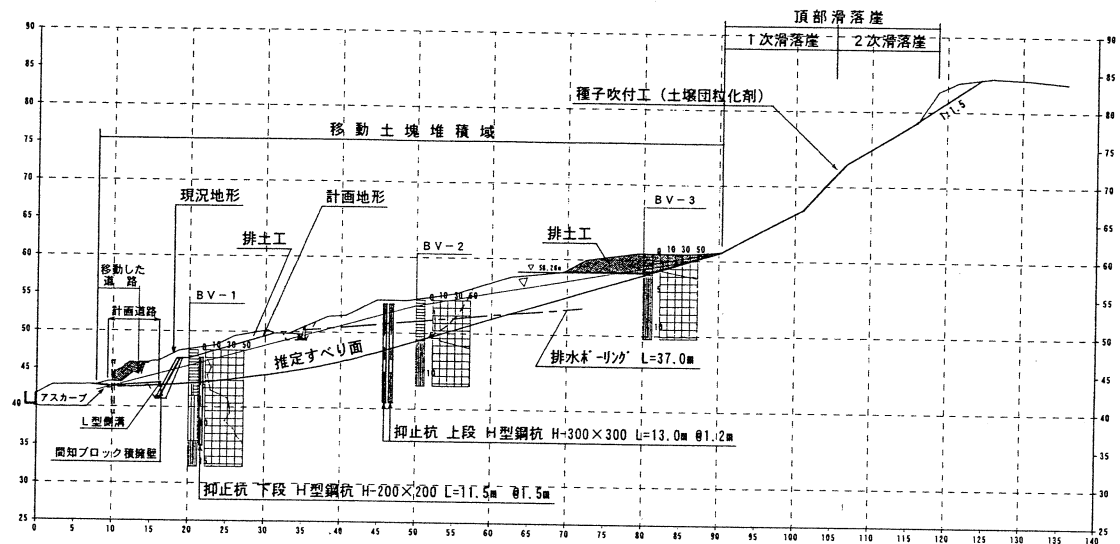


図-2 地すべりブロック平面図

4. 機構解析

ここでは、地すべり機構が明瞭な A ブロックについて記載する。

初期設定安全率を 0.98 と設定し、逆算により土塊の強度を推定した。逆算による土塊強度は、粘着力 $c=59\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=19.8^\circ$ を採用した。



図－3 解析断面図

5. 対策工

A ブロックでは、微少ながら間知ブロックの破壊が日々進行していた。そのため、地すべりの末端に近接する住宅を保護するための応急対策を実施した。

応急対策として市道部敷地での押え盛土、住宅地への土塊の流出を防ぐための仮設土留め壁を設置し、さらに、抑制工として排水ボーリングを実施した。

恒久対策は、すべり頂部の土塊の排除、圧縮部への抑止杭の配置、のり面保護のための厚層基材吹き付けを採用した。

B ブロックでは、滑落後の目立った変状は認められず小康状態が続いている。

対策工は、のり面保護のための厚層基材吹き付けと間知ブロックの変状のいちじるしい 20m 弱の区間で抑止杭を計画している。

現在、A ブロックの工事は既に完了しており、B ブロックは工事のための準備が進行中である。

あとがき

本業務の遂行に当たっては、具志川市役所建設課、沖縄県河川課の指導と地域住民の多大なる協力を頂いた。紙面を借りて感謝の意を表する次第である。

引用文献：琉球弧の地質誌

6. 島尻層群与那原層泥岩（ $N \geq 50$ ）の一軸圧縮強度に関する考察

応用地質(株) 与那嶺満
(株)沖縄建設技研 新垣建二
○(株)協和建設コンサルタント 上原 裕

株式会社 沖 技 平良 聡
(株)海 邦 技 研 小林文男
(株)大東 エンジニアリング 中村敬一
(株)日興建設コンサルタント 城間永誠

1. はじめに

島尻層泥岩の地盤強度を把握するために、原位置においては平板載荷試験、ボーリング孔を利用した深層載荷試験、そして室内では一軸・三軸圧縮試験等の各種試験が実施されてきた。しかし、これらの試験結果は、実務においては個々の業務・工事においてのみ利用され、統括的な利用がなされたことは少ない。

本分科会は泥岩に関する各種試験データを収集し、収集したデータに基づいて泥岩地盤強度の一般的な推定手法を模索・検討しているものである。

その一環として収集した一軸圧縮試験データがある程度の試料数に達したため、データ整理を行ない、考察を試みた結果を報告する。

2. 試料採取の方法

一般の実務において、泥岩の一軸圧縮試験が実施されることが多々ある。その場合の試料採取方法は、ボーリングとブロックサンプリングによるものが一般的である。特にボーリングの場合は、使用するコアチューブ（ダブルコア、ダブルコアパック、トリプルコア）、採用する孔径（66mm, 86mm, 116mm）などの違いがある。収集した試料はボーリングによるものが420試料、ブロックサンプリングが13試料の計433試料である。

3. データ整理結果

ボーリング試料による一軸圧縮強度（ q_u ）は、 $100 \sim 3,400 \text{ kN/m}^2$ と大きなバラツキが観られる。他方、ブロックサンプリングのものは、試料数が少ないとはいえ、 $1,400 \sim 2,300 \text{ kN/m}^2$ とバラツキの範囲がかなり限定されている。これらより、一軸圧縮強度 q_u と含水比 w 、破壊ひずみ ε_f 、湿潤密度 ρ_t 、深度 Z との関係をグラフ化したものが図-2～図-5である。

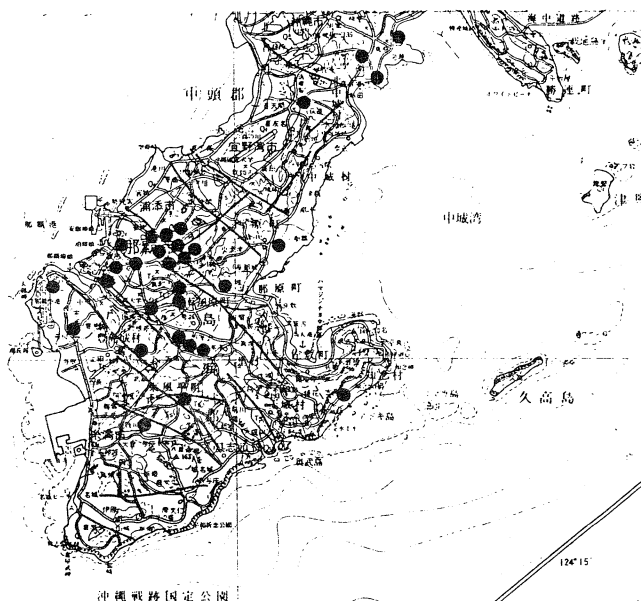


図-1 試料採取位置 ●

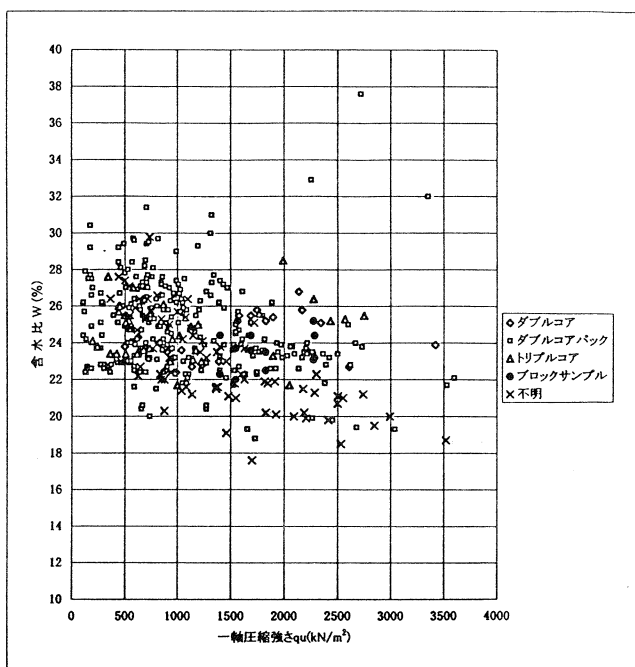


図-2 一軸圧縮強さー含水比

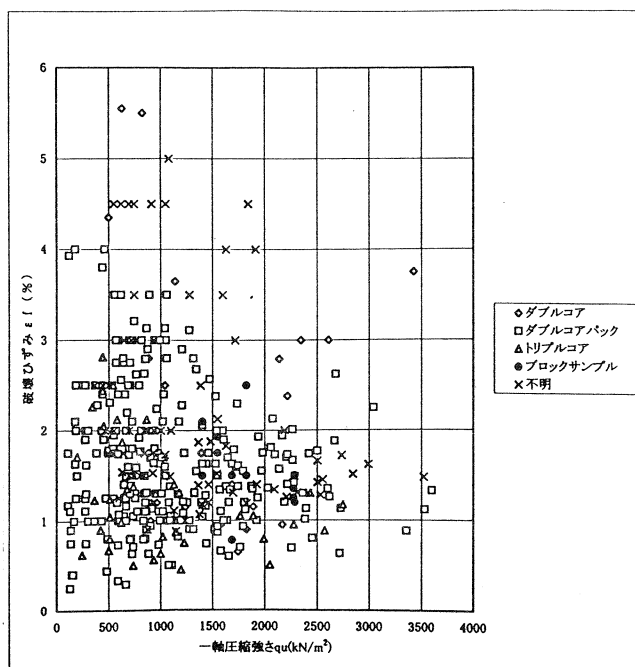


図-3 一軸圧縮強さー破壊ひずみ

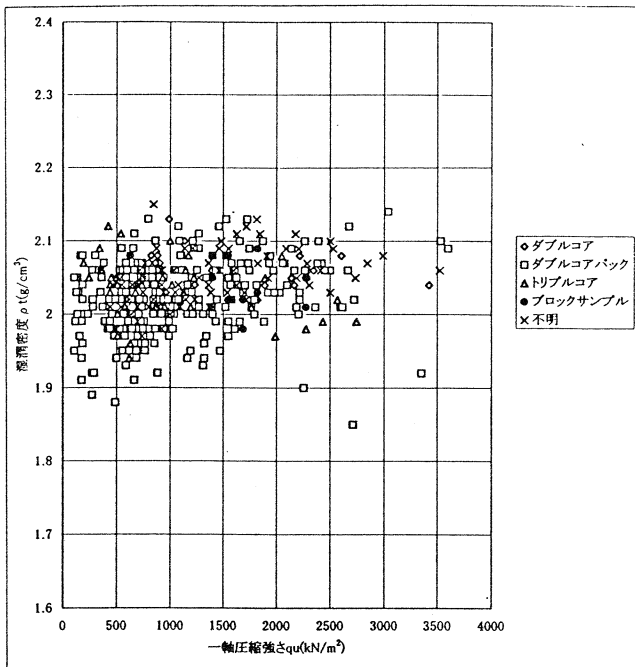


図-4 一軸圧縮強さ-湿潤密度

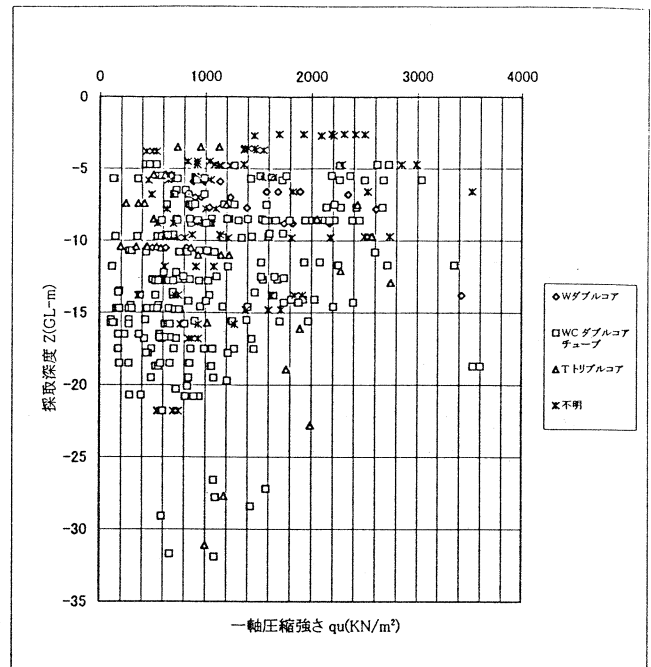


図-5 一軸圧縮強さ-深度

4. 結果の考察

図-2の一軸圧縮強度 q_u と含水比のグラフをみると、含水比 w は22～28%への集約が認められる。またデータを最小二乗法で処理すると、含水比 w と一軸圧縮強度 q_u の反比例関係が捉えられる。筆者等の経験より、含水比 w は、22～26%が一般的な範囲と推察しており、30%前後以上のものは、何かのデータ異常があるものと考えられる。

図-3は、一軸圧縮強度 q_u と破壊ひずみ ε_f の関係を示したもので、全試料とも破壊ひずみは5.5%以下であった。中でも試料数のおよそ70%は破壊ひずみ3%以下を占めていた。特にトリプルコア試料、ブロックサンプリング試料のものは、何れも3%以下であることから、この値は実務への採用にあたって着目する必要があるように思われる。

図-4の一軸圧縮強度 q_u と湿潤密度 ρ_t のグラフより、湿潤密度 ρ_t は一軸圧縮強度 q_u に関係なく、ほぼ $1.9 \sim 2.1 \text{ g/cm}^3$ に集約することが判る。この値は、一般実務で採用されている値とも一致している。

図-5の深度 Z と一軸圧縮強度 q_u は良い相関があるのではと、グラフ化したが、期待とは裏腹に乱雑なグラフとなってしまう、両者の相関関係を把握するには至らなかった。

以上のデータを整理した結果、ボーリングコア試料を用いた一軸圧縮強度試験結果を実務で採用する場合、試験結果が次に掲げるものに該当するものは、その採用に慎重を期する必要があるものと考えられる。

- ① 含水比 w が、26%を越えるもの。
- ② 破壊ひずみ ε_f が3%を越えるもの。

一軸圧縮強度については、泥岩の潜在亀裂や応力ひずみ、強度の異方性など、様々な要素を含み、一概に論ずることはできないであろう。しかし、試験供試体が良好であれば、ボーリングコア試料でも $1,000 \text{ kN/m}^2$ 以上は十分に期待できるものと考えられる。

5. 今後の課題

島尻層泥岩は、沖縄地方の他の特殊土と比較して、各種の研究がなされ、多くの成果が挙げられてきた。しかし、我々実務に携わるものとしては、その土質諸数値の採用に試行錯誤を繰返し、よりどころとなるものを捜し求めている現状がある。

本研究は上原地盤工学研究所での研究委員会活動の成果で、今後も実務、現場との関連で分科会活動を続けていく所存である。

引用文献（沖縄大百科辞典：沖縄タイムス社）

7. 島尻層群の特徴及び与那原層に見られる亀裂面に関する調査

○琉球大学大学院 赤嶺 伴子
琉球大学工学部 伊禮 達明
琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

島尻層群は琉球列島の鮮新世に堆積した代表的な地層で、喜界島・沖縄本島・久米島・粟国島・宮古島、多良間島の地下に分布する¹⁾。全層厚は 2000m 以上もあり、一般的に下位から豊見城層・与那原層・新里層の順に 3 層に区分される。沖縄本島南部の島尻層群は中～上部約 1700m が地表に露出し、下部約 900m は地下にある。露出部の一般走向は N60°E、傾斜は 10°～20°SE で、走向と直交ないし斜交する N30°～60°W の正断層によって切られている²⁾。

本論文は、島尻層群を構成する 3 層についてその特徴を述べ、また琉球大学周辺の島尻層群が地理的にも、その特徴からも与那原層に属すると思われるので、与那原層の特徴である小断層に関する研究の一貫として島尻層群泥岩の地層面及び亀裂面に関する調査を行った結果を述べるものである。

2. 島尻層群の特徴

- ・**豊見城層**：厚さ約 1000m。数 10m の砂岩と泥岩の互層が繰り返す地層。一番上の厚さ約 60m の砂岩層だけが地表に現れている（小禄砂岩：沖縄方言でニービ）。ノジュール（沖縄方言でニービスフニ）を有す。地下の砂岩層中に豊富な天然ガスを含む³⁾。小禄砂岩層は、一般に灰色～灰緑色細～中粒砂からなり、上下に泥岩を挟み、地表で同化すると黄褐色を呈する。固結度は一般によく、N 値 50 以上を示すものもあるが、一部には、ルーズな区間も存在し、また、逆に石灰質ノジュールも点在したり、かなり広い範囲で固結のよい部分もある⁴⁾。レキ質砂岩は名護層群の粘板岩砂岩互層と不整合関係で接している²⁾。
- ・**与那原層**：与那原町を中心に、北は中城村、南は東風平町・糸満市の範囲に分布。泥岩を主とした地層³⁾。豊見城層に整合的に重なる。層厚約 1400m で、青灰色のシルト岩を主とし、厚さ 5m 以内の砂岩と 5m 以下、大部分は 20cm 以下の凝灰岩を挟んでいる。与那原層下部は青灰色シルト岩を主とし、下半に 2～6m の細粒砂岩を多くはさむ。上部は青灰色シルト岩より成り、灰白～白色の細粒凝灰岩薄層を挟む²⁾。N 値は一般に 50 以上の部分が多いが断層破碎帯や風化帯では 20～30 程度を示すことがある。走向方向およびそれに直行する小断層がよく発達している。二枚貝、巻貝、有孔虫などの化石を多数含んでいる⁴⁾。スランプ構造が見られる^{2)～4)}。
- ・**新里層**：与那原層に整合的に重なる。下底部に浮石質凝灰岩がある（新里凝灰岩）。新里付近では厚さ約 15m で、粒径 5cm 程度の浮石粒を多く含み、炭化樹幹と貝化石を伴う。下底に細粒凝灰岩があって、浮石粒堆積物の形態をもっている。これにも炭化木片と多数の貝化石が含まれる。新里層の中部はシルト岩を主とし、その上部に厚さ 2～3m の凝灰質砂岩 3 層を挟み、最上部は凝灰質シルト質細粒砂岩である²⁾。新里層は、那覇市一帯には分布せず、糸満・知念一帯の本島南端部にしか分布しない⁴⁾。新里層の上層に堆積する知念砂岩に関する整合・不整合の議論はいまだ解決を見ない。

3. 与那原層調査

3. 1 調査場所及び調査方法

本調査は、琉球大学近郊の与那原層が露出する斜面で行われた（図-1、写真-1）。

写真-1 に示す個所（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ）において、斜面の傾斜角・方位角、地層面の傾斜角・方位角および亀裂面の傾斜角・方位角をそれぞれ観測した。ただし、ここでいう方位角とは走向（地層面と水平面との交線方向のこと）とは違い、観測面の法線の向いている方向を北からの角度であらわしたものをいう。亀裂面は、地層面を掘り出すときに発見した亀裂面数カ所について調査した。露頭には無数の亀裂があり、亀裂面は酸化していた。

調査用具は、特製調査板を作り、傾斜角の観測にはハンドコンパスを、方位角の観測には方位磁針をそれぞれ用いた。調査方法は、(1)スコップなどを利用して観測面を掘り出す。(2)特製調査板を観測

面に設置。(3)特製調査板に法線の射影を取る(亀裂面に関してはこの手順はなし)。(4)法線の射影を利用して、傾斜角・方位角を観測(亀裂面に関しては特製調査板についている法線を直接観測)。

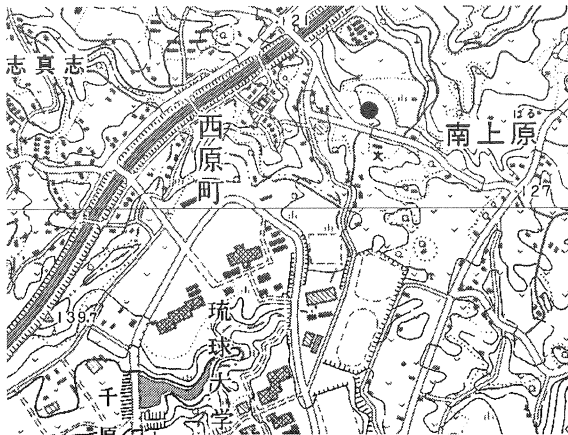


図-1 与那原層調査位置図

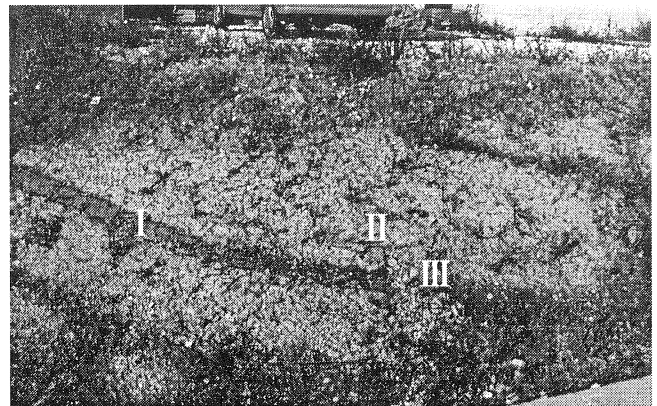


写真-1 与那原層の露出する斜面

3. 2 調査結果

調査結果を表-1にまとめる。表中の()内は、地質学でいう走向・傾斜を表している。また、網かけの部分は、互いに隣り合う亀裂面を表している。

表-1 調査結果(斜面・地層面・亀裂面)

観測面	傾斜角	方位角	観測面	傾斜角	方位角
斜面 I	41°30'	250°	亀裂面 I-③	94°50'	337°
地層面 I	8°40'(8°40'SE)	163°(N73°E)	亀裂面 I-④	93°20'	326°
斜面 II	38°40'	207°	亀裂面 I-⑤	95°20'	246°
地層面 II	12°40'(12°40' SE)	109°(N19°E)	亀裂面 I-⑥	95°00'	246°
斜面 III	28°50'	213°	亀裂面 II-①	94°40'	240°
地層面 III	5°30'(5°30' SE)	109°(N19°E)	亀裂面 II-②	92°30'	135°
亀裂面 I-①	92°10'	246°	亀裂面 III	83°50'	206°
亀裂面 I-②	80°10'	160°			

4. まとめ

今回、与那原層の露出するひとつの斜面に関して調査したが、一般的に言われている島尻層群の走向・傾斜(N60°E, 10°~20°SE)と比較してみると、傾斜角は地層面 I, II, IIIとも 10°~20°SE にほぼ近い値が得られたが、方位角は地層面 II, IIIについては N60°E に近い値は得られなかった。また、亀裂面に関しては、今回調査した亀裂面の傾斜角は地層面とほぼ直交し、また、方位角の観測結果からそれぞれ隣り合う亀裂面は互いにほぼ直交していることがわかった。

今回の調査は、ある一つの与那原層の露出する斜面に関しての調査であったが、今後、数カ所の露頭を利用して与那原層の調査を進め、また豊見城層や新里層に関してもその特徴を生かした調査を行いたい。さらに、その調査結果を地すべり崩壊の対策にも役立てたい。

また、次回からの調査にはクリノメータを利用したい。

参考文献

- 1) 中川久夫, 新妻信明, 村上道雄, 渡辺臣史: 沖縄県宮古島・久米島の島尻層群の地磁気層序概要, 琉球列島の地質学研究第1巻(木崎甲子朗編), pp.55-63, 1976
- 2) 中川久夫, 渡辺康志, 加藤祐三, 松田保, 尾田太良, 小笠原憲四朗: 沖縄本島南部の島尻層群の火山灰層序, 琉球列島の地質学研究第6巻(木崎甲子朗編), pp.35-39, 1982
- 3) 神谷厚昭: シリーズ沖縄の自然① 琉球列島の生いたち, 新星図書出版, 1984
- 4) 古川博恭, 仲村剛: 那覇市及びその周辺海域の地盤(沖縄の地盤その1), 琉球列島の地質学研究第6巻(木崎甲子朗編), pp.59-88, 1982

8. 大規模掘削に伴う島尻泥岩のリバウンド挙動について

沖縄県ダム事務所 津嘉山 匡
応用地質株式会社 ○内村 雄一
与那嶺 満
加々美 幸一

1. はじめに

沖縄県中南部地域に分布する島尻泥岩は固結度が低く岩の硬軟で区分すると軟岩に分類され、軟質な岩と考えられている。また、顕著なスレーキング特性を示し劣化しやすい岩質である。このため、地すべりや表層崩壊を生じやすく、土木工事においてもしばしば問題を引き起こす地層として認識されており、また、これまでも多くの土木工学的な検討がなされている。

本報文は、Aダムを計画した島尻泥岩の大規模掘削に伴うリバウンド挙動について、長期観測を行い貴重なデータを入手する機会を得たことから、この観測結果を報告するものである。

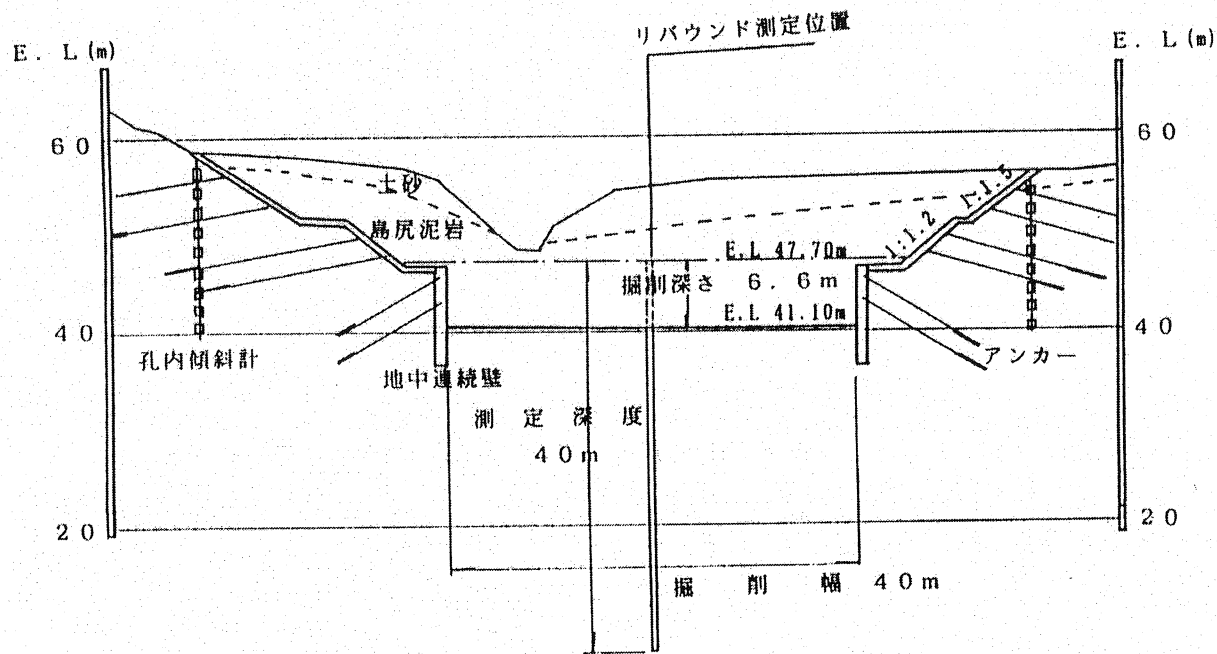


図-1 計測配置位置図（上池）

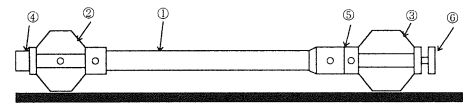
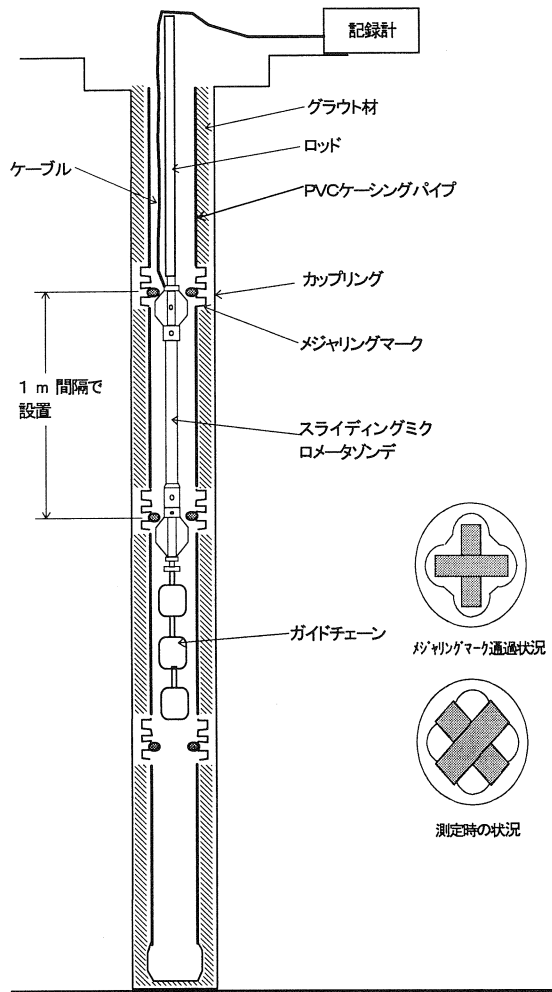
2. 計測機器

Aダムは上池と下池から構成され、上池完成後に下池が施工され、本年3月に掘削工程が全て完了した。計測は、Aダムの上池で1箇所、下池で2箇所実施した。下池は、掘削過程の岩盤変位挙動であり、上池は、掘削完了・湛水後も計測を継続して行った。

計測に使用した機器は、スライディングマイクロメーター（ゾロエクスパート社製）を使用した。計測機器の概要図を図-2に、測定ゾンデの概要および仕様を図-3、表-1に示す。

スライディングマイクロメーターは、図-2に示すように岩盤中に埋設したPVCケーシング（1m毎のジ

ョイントに沿って伸縮し、岩盤と一体となって動くパイプ)の動きを専用のゾンデで計測することにより、岩盤の伸縮量を高精度に把握できる計測機器である。スライディングマイクロメータを用いることで岩盤の微小な挙動を計測することができ、これまで主にトンネルの内空変位や斜面のリバウンドなどの計測に用いられている。



①	本	体
②	上	部
③	下	部
④	コ	ネ
⑤	伸	縮
⑥	ガ	イ

図-3 ゾンデ概略図

表-1 スライディングマイクロメータ仕様

品	名	項	目	仕	様
スライディング マイクロメータゾンデ	測定基線長			1000mm	
	測定範囲			10mm (±5mm)	
	平均誤差			±0.003mm 以内	
	動作温度			-20~+60°C	
	温度係数			1/10 °C以下	
	直線性			2以下	
	耐水圧			15kgf/cm ²	
デジタル指示計	動作電圧			110VAC, 50-60 Hz	
	測定範囲			±9999	
	平均誤差			0.001mm	
較正器	動作温度			-10°C~+40°C	
	測定基線長			997.5mm 及び 1002.5mm	
	動作温度			0°C~±40°C	

図-2 測定概要図

3. 計測結果

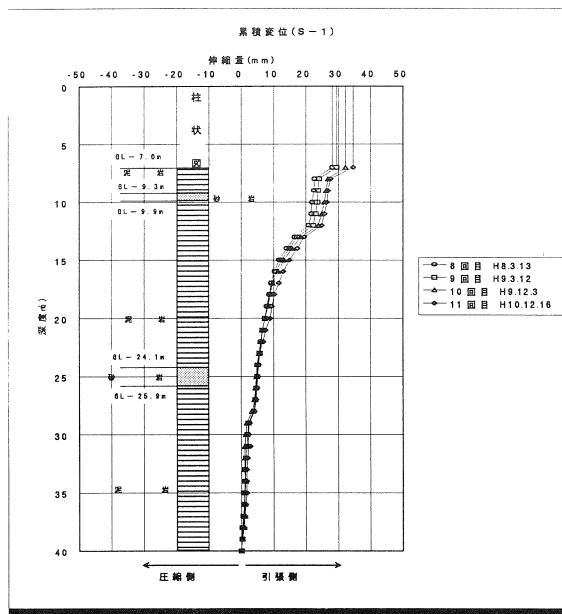
上池および下池で実施した計測結果は図-4および図-5に示すとおりであり、各箇所の深度毎の変位量の経時変化は図-6に示すとおりである。

これらの観測結果から岩盤の変形について次のような傾向が確認された。

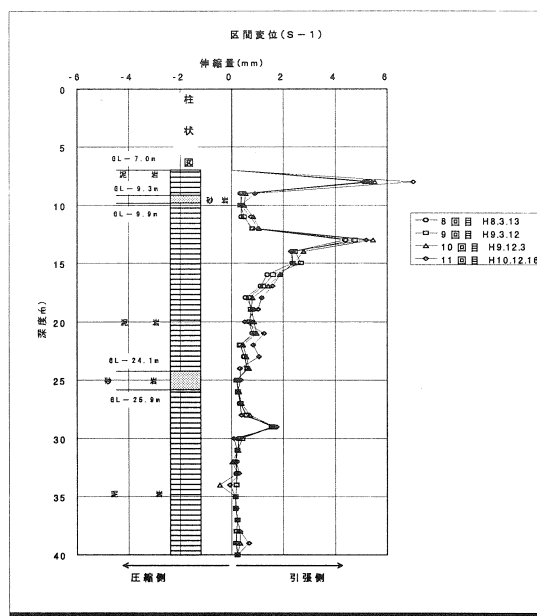
- 1) 各計測孔ともにリバウンドが確認された。累積変位量としては、掘削面付近で上池が30mm、下池が18mm程度である。掘削完了後も変位が継続的に発生し、掘削量の多い上池の変位量が多い。
- 2) 変位は、上池では深度29m以浅に見られ、深度18m以浅より大きくなる傾向にある。下池では深度44m以浅に見られ、深度27m以浅よりほぼ同程度に変位が増加する傾向にある。
- 3) また、上池では深度8m、13m、28mに周囲に比べ突出した変位が計測されているが、下池で

はこのような傾向は認められない。これらの変位挙動の違いは地下水の影響が考えられる。

- 4) 図-6の深度毎の経時変化を見ると、どちらも掘削と同時に変位が生じている。上池では掘削終了後も変位が増加しており、クリープ的な変形が進行していたことを示している。ただし、現在は収束傾向にある。これに対して、下池では掘削深度が10mを越えた段階で急激に変位量が増加しており、いまだ変位が増加傾向を示している。

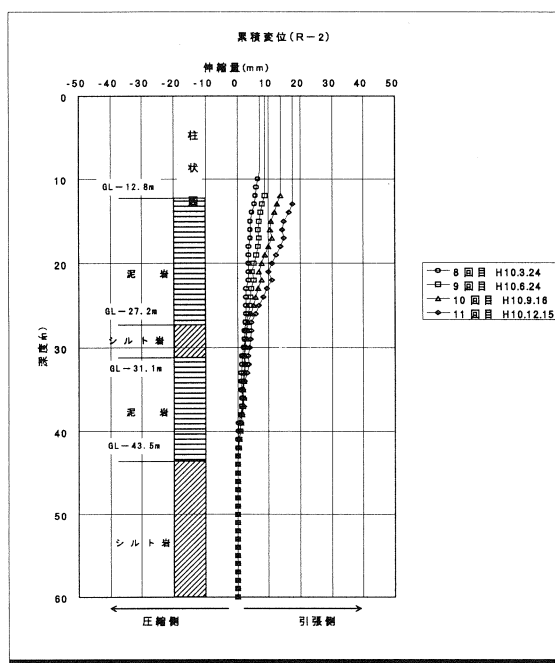


(a) 累積変位

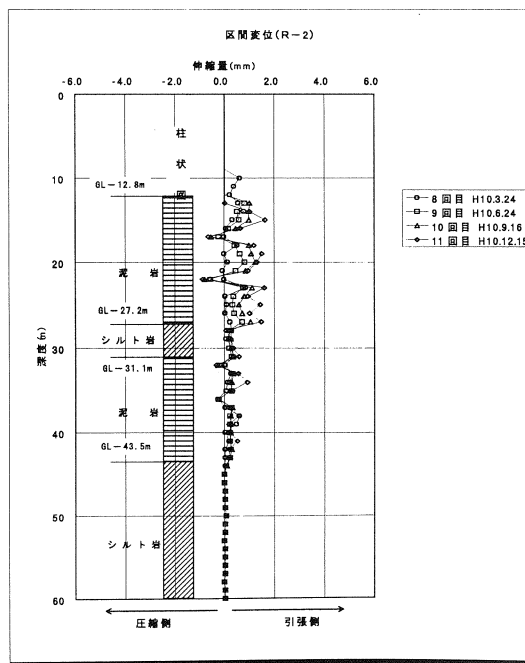


(b) 区間変位

図-4 上池の計測結果図

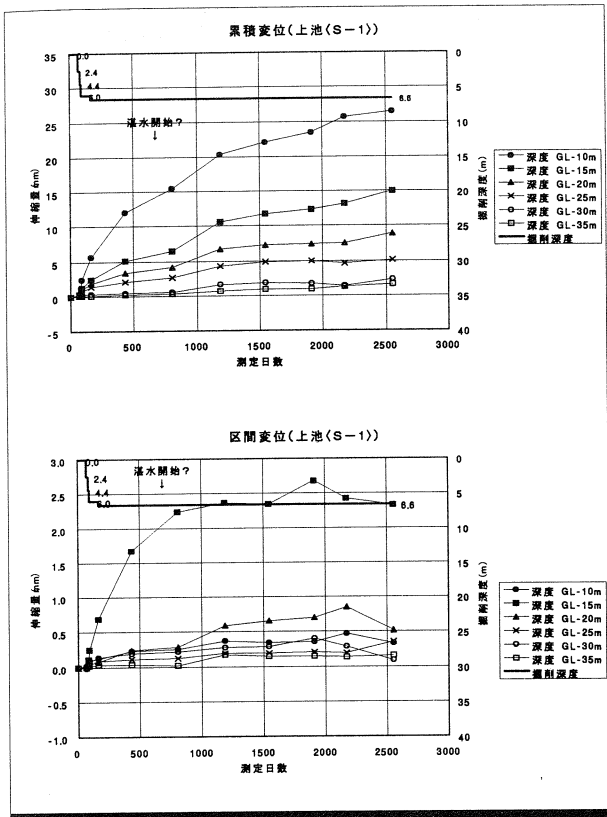


(a) 累積変位

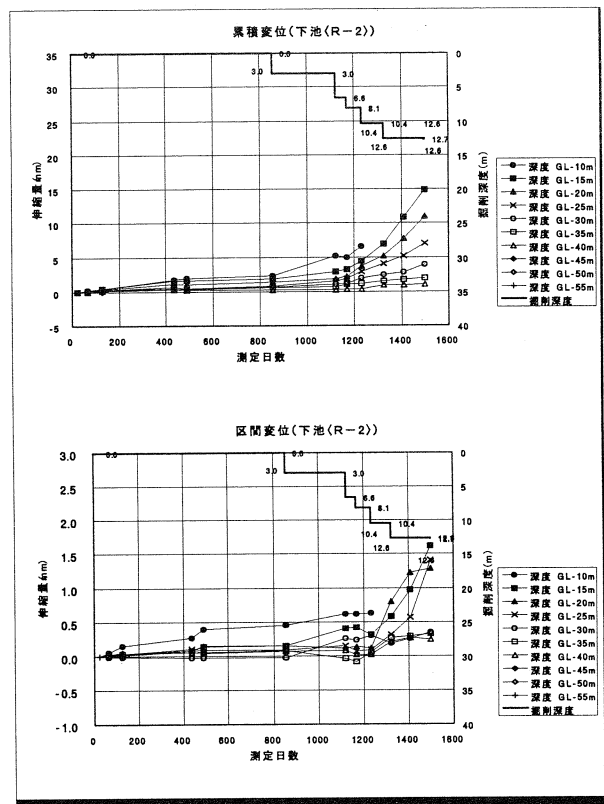


(b) 区間変位

図-5 下池の計測結果図



(a) 上 池



(b) 下 池

図-6 深度毎の変位の経時変化図

ここで、各計測孔の地質状況としては、上池では見た目にほぼ均質な泥岩であり、層厚2m以下の砂岩（シルト質砂岩）層を2枚ほど挟在している。下池では上池と同様に見た目に均質な泥岩を主体としているが、計測孔の中央部や孔底付近にシルト岩層を挟在している。

地質状況と計測結果を比較してみると、泥岩の変位に比べて砂岩層やシルト岩層の変位が小さい傾向にあり、地質毎に変形特性の違いが認められた。このことは、地層境界に変位量の違いによる応力集中が生じることを示している。また、砂岩やシルト岩層は泥岩に比べて大きな透水性を示すものと思われる。従って、地層境界には応力集中とともに地下水の影響が生じやすくなるためこれが地層境界をすべり面とする層すべり現象の一つの要因になるものと推察される。

5. あとがき

今回、島尻泥岩の大規模掘削に伴う長期的な計測例を報告したが、掘削に伴う応力解放の影響が通常考えているよりも深部まで及んでいること、変形が掘削終了後も経年的に継続して進行していることが確認できた。このような結果はこれまで報告された例は少なく、貴重な資料と考えている。

今後は、観測結果に基づき、地盤の変形特性と強度の関係を把握し、島尻泥岩の掘削に伴う地盤の安定性評価のための資料を得たいと考えている。

9. 表土流出防止を目的とした赤土の安定処理に関する実験的研究

琉球大学工学部生 ○石原 学

吉田 勝

琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

赤土の表層土は、有機物含有量が少なく微細粒子であり、土壌粒子の粘着力および連結力が弱いので粘土粒子が分散しやすく、粘土はいったん分散されると表流水によって容易に運搬されることから受食性土壌であるといわれている¹⁾。また、粘着性の強い下層土（地表から約20～30cm間の土）は緻密でやや固く、透水係数が低く浸透能が小さいので排水不良に陥りやすく、雨水が土の表面を流れやすい。さらに、赤土は、山頂、山腹斜面、山麓緩斜面、丘陵地などの傾斜地に広く分布し、その分布地の地形特性からも、土壌が侵食され流出しやすい背景を持っている¹⁾。

このように流出しやすい地形や受食性の性質を持つ赤土でも、植物被服があれば土壌侵食は発生しにくくなる。しかし、この地域で自然災害や人為的行為(開発工事に伴う土地造成工事など)により植物被服が取り除かれ、むき出しの状態(裸地)が作られたり、切盛土や掘削等によって人工斜面が作られたりすると、その地表面は日々の気温変化や降雨などの気象条件のさまざまな変化により風化・浸食されていくことは明かである。沖縄諸島は他の地域よりも降雨量が多く一滴の雨滴粒径が大きいスコール型の雨が降るため雨滴エネルギーも他の地域と比べると大きいことになり、沖縄諸島の降雨が地表面の侵食に多大な影響を与えていることが伺える²⁾。この赤土流出による水産業、観光産業の被害はあまりにも大きい。そこで赤土流出の発生を抑制・防止するための対策工法のうちで濁水処理工のような赤土流出後の措置ではなく赤土の発生を抑制・防止することを目的として、実際の人工斜面を想定し、プロピアと呼ばれる土壌安定剤を混合した安定処理土と非混合の土を用いた降雨侵食実験を行う予定であるが、その基礎実験の成果を報告する。

表-1 石川土の物理的特性

土粒子の密度	2.78(g/cm ³)
液性限界	77.5(%)
塑性限界	35.9(%)
礫分	0.0(%)
砂分	30.0(%)
シルト分	45.0(%)
粘土分	15.0(%)

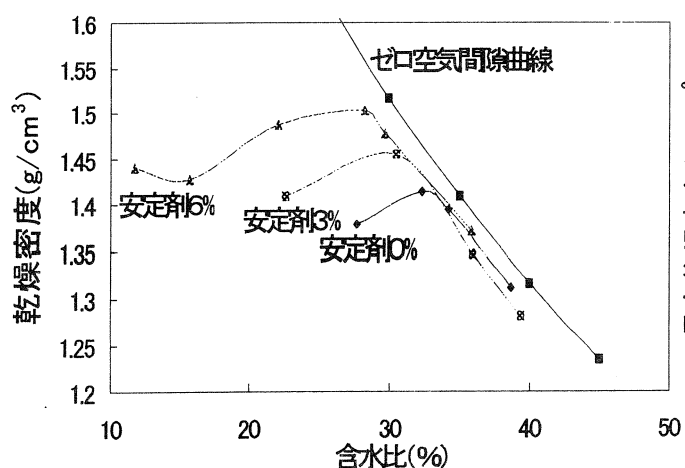


図-1 乾燥密度—含水比曲線(石川土)

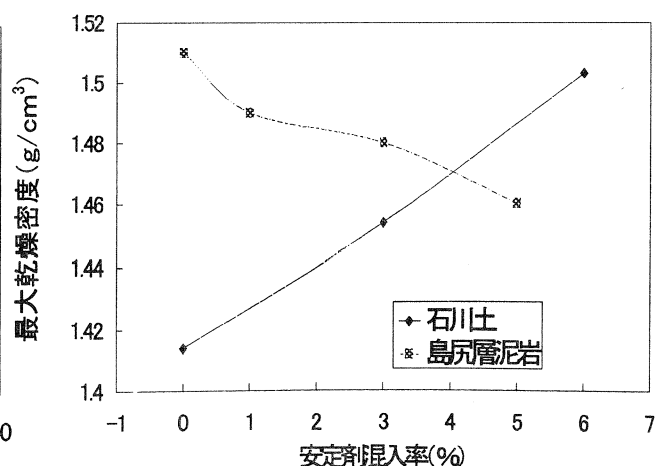


図-2 最大乾燥密度—安定剤混入率曲線

2. 実験方法

1) 試料土

試料は沖縄本島中部の石川市で採取した赤土を木槌で人為的に砕き、19.1mmふるいを通したものを使用した。また、試料の物理的特性として、JIS規格に基づき、物理的性質を表-1に示す。

2) 実験方法

締固め試験は、試料に土壌安定剤0%、3%、6%を混合し突固めによる土の締固め試験方法(JIS A 1210)のA-b法に従って行い締固めた供試体は7日間養生させた後、一軸圧縮試験の供試体として使用した。（地盤工学会基準「安定処理土の突固めによる供試体作成方法」）圧縮ひずみ速度1%/minで一軸圧縮試験を行った。降雨侵食実験はデータがまだ得られていないため省略する。

3) 土壌安定剤

実験に用いた土壌安定剤は、エトリンガイドおよびC S Hの固化反応により、地盤を強化するものである。エトリンガイドは最終的には、土壌粒子中のポラゾン物質とのポラゾン反応によって長期強度を呼び込むものである。初期の段階においては土壌粒子を内包する形で、また土壌粒子そのものが土壌安定剤の各種成分と微妙に反応しながら、エトリンガイドの生成にかかわっていく。

土壌安定剤を投入すると、まず物理的吸水作用がおこなわれる。吸水作用に続いて、水和反応が起こり、エトリンガイドやC S Hなどの水和物が生成される。その後、水和物と土粒子の鉱物などが反応し地盤を強化していく。

4. 実験結果および考察

今回得られた締固め曲線を図-1、最大乾燥密度-安定剤混入率曲線を図-2、最適含水比-安定剤混入率曲線を図-3に示す。非混合試料(土壌安定剤0%)の最適含水比は32.3(%), 最大乾燥密度は1.41(g/cm^3)である。この結果を去年の

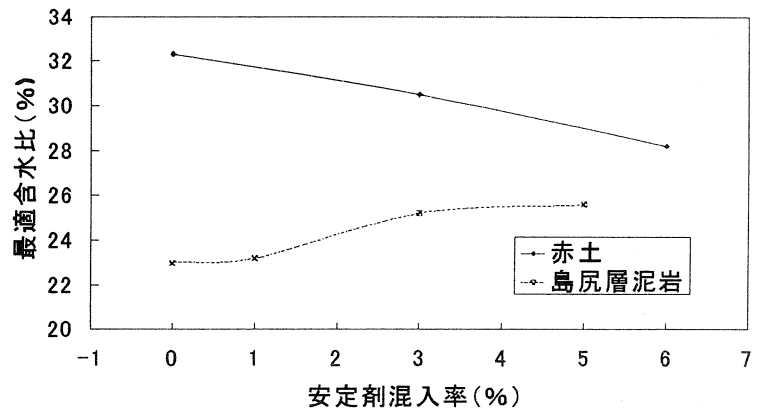


図-3 安定剤混入率-最適含水比曲線

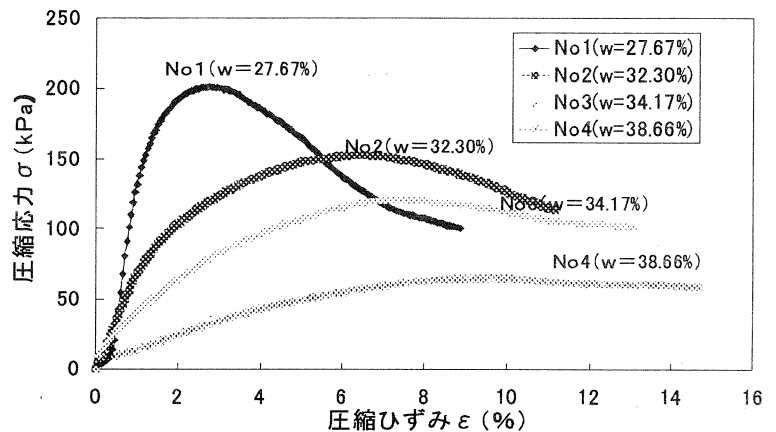


図-4 応力-ひずみ曲線(0%) (石川土)

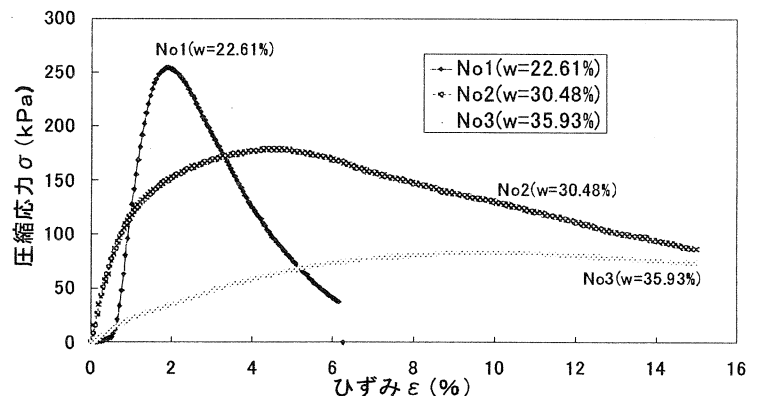


図-5 応力-ひずみ曲線(3%) (石川土)

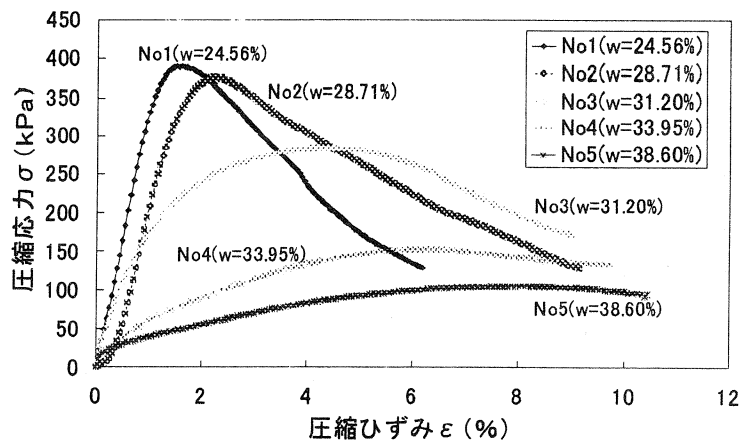
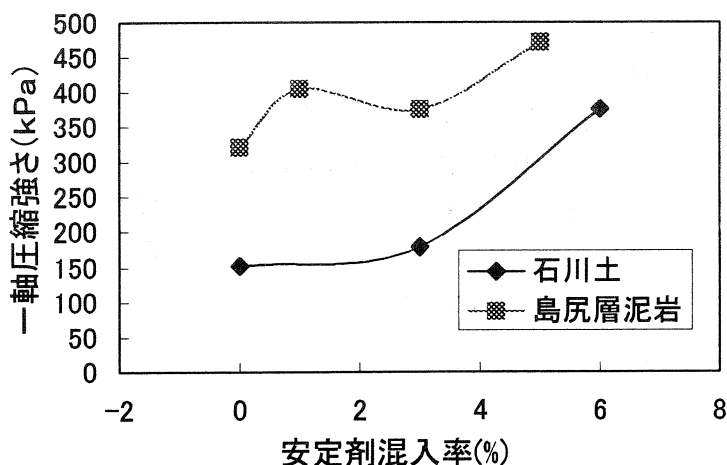


図-6 応力-ひずみ曲線(6%) (石川土)

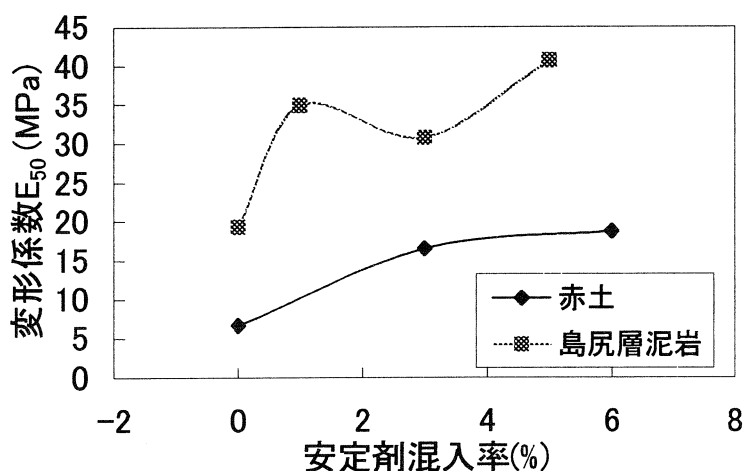
島尻層泥岩のデータ³⁾と比較すると粘土分が多いために最適含水比が高いと考えられる。

最大乾燥密度－安定剤混入率曲線より石川土は、島尻層泥岩と比較すると安定剤の混入量を増やしていくと最大乾燥密度が大きくなっていくのに対し、島尻層泥岩は小さくなっていくのがわかる。また最適含水比－安定剤混入率曲線より安定剤の混入量を増やしていくと最適含水比が小さくなっていくのに対し、島尻層泥岩は大きくなっていくのがわかる。これより双方の土は安定剤を入れることによって反対の結果が得られることがわかった。

図－4、5、6は一軸圧縮試験における安定剤混入率0%、3%、6%供試体の圧縮応力とひずみとの関係を示している。安定剤を混入することにより圧縮応力が高くなることがわかる。最適含水比（図－4、5、6のNo2の曲線）より乾燥側では破壊ひずみが2%前後に現れているのがわかる。これは比較的強度は大きいもののわずかなひずみで破壊に至ることがわかる。しかし最適含水比を含む湿潤側では強度の低下と共に破壊ひずみが大きくなっていくことがわかる。つまり強度は低くなっていくものの、大きく変形しても破壊しにくいという特性がある。この結果から最適含水比の湿潤側の近くで締固めると比較的高い強度を持つと共に破壊しにくい特性を持つことがわかった。島尻層泥岩のデータ³⁾と比較すると石川土では圧縮応力とひずみ曲線の形はほとんど変わらなかったが圧縮応力の大きさに差が現れた。島尻層泥岩のほうは圧縮強度が高く石川土のほうは圧縮強度が低いことがわかった。



図－7 一軸圧縮強さ－安定剤混入率曲線



図－8 変形係数－安定剤混入率曲線

表－2 石川土と島尻層泥岩の安定剤混入率における性質

安定剤混入率 (%)	石川土			島尻層泥岩			
	0 %	3 %	6 %	0 %	1 %	3 %	5 %
最適含水比 (%)	32.30	30.48	28.20	23.0	23.2	25.2	25.6
最大乾燥密度(g/cm ³)	1.41	1.45	1.50	1.51	1.49	1.48	1.46
一軸圧縮強さ(kPa)	152.8	178.5	375.7	321.0	404.4	374.6	471.2
破壊ひずみ(%)	6.50	4.30	2.20	2.40	1.80	1.90	1.40
変形係数 E ₅₀	66.4	165.4	187.9	193.4	348.6	307.0	406.2

次に一軸圧縮強さ－安定剤混入率曲線を図－7，変形係数－安定剤混入率曲線を図－8に示す。まず図－7において石川土と島尻層泥岩を比較すると双方とも安定剤混入量が増加するにつれ一軸圧縮強さが高くなっていくことがわかる。図－8においても同様に石川土と島尻層泥岩を比較すると双方とも安定剤混入量が増加するにつれ割線係数の値も増加することがわかる。石川土と島尻層泥岩の安定剤混入率における特性変化を表－2に示した。この結果より石川土は島尻層泥岩と比較すると島尻層泥岩より最適含水比が高く一軸圧縮強さが低く破壊ひずみは大きいことがわかる。

今回は土の性質により安定剤の反応が異なることがはっきりとわかった。この結果をふまえて降雨侵食実を行いその実験成果を赤土流出防止・抑止するために利用できるかを検討していきたい。

参考文献

- 1) 沖縄県環境保健部公害対策課：赤土汚染および被害現況調査報告書 pp. 60～62, 1993
- 2) 沖縄県土木建築部河川課：赤土砂流出防止対策検討業務報告書 pp. 31～32, 1990
- 3) 當山忍：安定処理した島尻層泥岩土の強度特性に関する実験的研究 pp. 1～3, 8～11, 16～22, 1998

10. 開発事業における赤土等流出防止対策の状況

沖縄県衛生環境研究所 ○満本裕彰・大見謝辰男

比嘉榮三郎・仲宗根一哉

I はじめに

沖縄県赤土等流出防止条例（以下、赤土条例と称す）の管理基準では、事業行為（土地の区画形質を変更する行為）区域からの濁水の排出は浮遊物質（SS）200mg/ℓ以下で行うことが規定されている。排出水のSSは、直接測定し管理するのはもちろんのことであるが、防止対策の設置状況から最高値を予測することも出来る^{1~3)}。そこで、赤土条例が施行された1995年度から、開発事業における赤土等流出防止対策（以下、防止対策と称す）の状況についてこの予測方法を用いて調査^{1~3)}し赤土条例の効果を検証したので報告する。

表1. 赤土等流出防止対策の保全係数 保全係数は、土砂流出防止効果に関する指数で対策が無い場合は1、効果が高いほど0に近づく。

赤土等流出防止対策	保全係数
全面マルチング	0.1
部分マルチング	0.2
土砂溜枡（ろ過）	0.7 (0.5)
沈砂池（ろ過）	0.6 (0.4)
ふとん籠	0.7
浸透池	0.1
カバークロープ	0.1
堅樋、ろ過堰等	0.5
植 生	0.003（地表面が完全に被覆されたとき）
硬砂利敷設、アスファルト乳剤、土壌団粒化剤、シート被覆	—（地表面に完全に敷設・被覆されているとき排水濃度SS200mg/ℓ以下）
軟砂利敷設	—（状況により最高濃度SS8,000mg/ℓ）
沈殿池（150mmの雨量に対応できる貯留型の池）	—（完全に機能していれば排水濃度SS200mg/ℓ以下）
（濁水）処理プラント	—（完全に機能していれば排水濃度SS200mg/ℓ以下）

II 方法

1. 延べ調査数

開発事業における防止対策の設置状況等の調査から赤土条例の事業行為の届出及び通知がある工事を抜粋した。1995年度は10月に赤土条例の施行があり、調査した事業現場の中にはその対象とならないあるいは猶予されているものも含まれるが、便宜上調査したものをすべてを取扱った。

2. 方法

開発現場に設置してある各防止対策を保全係数¹⁾（土砂流出防止効果に関する指数。対策が無い場合は1、効果が高いほど0に近づく）で評価する（表1）。その保全係数の組合せから事業現場全体の保全係数を求める。防止対策の中には、保全係数を与えず、完全に機能していれば条例の排出規準値SS200mg/ℓ以下になるとして扱うものもある。また、これまでの調査から土壌等ごとに大雨時における最終排水濃度の最高値を設定し⁴⁾（表2）、これと事業現場全体の保全係数から大雨時における最終排水濃度の最高値を予測する（以下、予測最高SSと称す）。そして、予測最高SSを比較検討する項目ごとに幾何平均（以下、大雨時予測の平均）して傾向をみた。防止対策の設置状況は、排出規準値以下（排水SS200mg/ℓ以下になると予測される）、対策不十分（防止対策は設置しているが不足しているなどして十分機能していない）、無対策なみ（防止対策が不十分で無対策なみの流出がある）、無対策（調査時に全く防止対策がみられなかった）に分ける。島尻マージの最終排水濃度最高値は暫定値であり、今後の検討を要する。なお、この予測は大雨時の最悪の場合を予測したものであって実態を表すものではない。

表2. 最高SS濃度の予測値 土壌等ごとの大雨時における最終排水濃度の最高値である。

土壌等	最高SS濃度 (mg/ℓ)		
	面的工事	線的工事	河川工事
国頭マージ	10,000	15,000	
ジャーガル	30,000		
クチャ	80,000	20,000	
島尻マージ	2,000		すべての土壌で5,000
沖積土壌	7,000		
土壌混在	土壌間で最高SS濃度が高いものを使用する		

III 結果

1. 全域

排出基準値以下の割合は、赤土条例施行後では全体の30%程度で横ばい状態である。また、無対策と無対策なみを合わせると1996年度、1997年度では約30%に対して1998年度は約20%であり、処理されずに排出される濁水

表3. 事業行為の届出・通知のある事業現場 ()内は調査数に対する割合。1995年度調査には10月に赤土条例が施行されたため事業行為の対象外なども含まれるが、便宜上すべての事業で届出・通知があるものとした。排出規準値以下の割合は横這いの状態にあると思われる。

年度	延べ調査数	大雨時予測の平均 (mg/ℓ)	排出基準値以下	対策不十分	無対策なみ	無対策
1995	105	4,430	17 (16.2%)	42 (40.0%)	13 (12.4%)	33 (31.4%)
1996	107	2,280	33 (30.8%)	44 (41.1%)	10 (9.3%)	20 (18.7%)
1997	93	2,140	30 (32.3%)	36 (38.7%)	18 (19.4%)	9 (9.7%)
1998	123	2,240	43 (35.0%)	55 (44.7%)	11 (8.9%)	14 (11.4%)

の割合は減少傾向にある（表3）。

2. 土壌等別

国頭マージ地域での事業行為では、河川、海域に濁水が流出すると赤色になり目立つことなどから、他の地域に比べて防止対策に対する意識が高いと思われる。しかし、排水規準値以下と予測された割合は、1998年度調査でも全体の1/3であり十分とはいえない（図1）。

ジャーガル・クチャは、灰色で河川に流出しても目立たないこともあり防止対策に対する意識が低いと思われる（図2）。ジャーガル・クチャは、国頭マージよりも土壌粒子が細かく排水SS濃度は高くなるため防止対策にはさらに配慮する必要がある。

島尻マージは、浸透性がよく流出しにくく、また流出してもSS濃度は他の土壌よりも低い。よって、防止対策を設置しないまま工事が進められることも多いが、防止対策の組合せによって排水濃度を低減するのは難しくないため排水規準値以下と予測される工事の割合も高い（図3）。

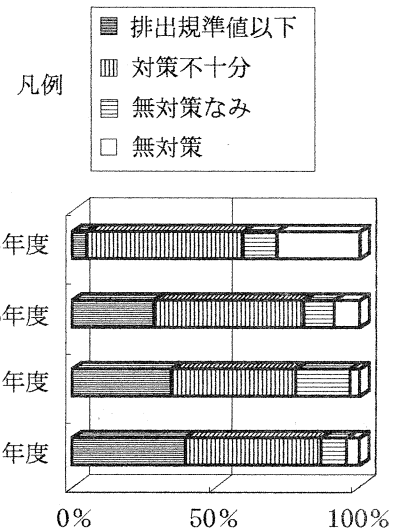


図1 土壌別防止対策設置状況の経年変化（国頭マージ）

IV 今後の課題

全域でみると大雨時に赤土条例の排出規準値を遵守できると予測される工事（達成率）は、赤土条例施行後も約30%で横這いの状態であり赤土等流出防止が十分に行われているとはいえない。また個人による山地開墾等では、事業面積が1,000㎡以上でも事業行為の届出がされていないものもみられ、それらの多くは防止対策もほとんど無いままに工事が進められている。よって、さらに赤土条例及び防止対策の周知と監視指導の徹底が必要である。

V 参考文献

- 1) 花城可英・大見謝辰男・比嘉榮三郎・満本裕彰（1996）開発事業における土砂流出防止対策の現状について（平成7年度）．沖縄県衛生環境研究所報，30：145－151．
- 2) 満本裕彰・大見謝辰男・比嘉榮三郎・仲宗根一哉・花城可英（1997）開発事業における赤土等流出防止対策の現状について（1996年度）．沖縄県衛生環境研究所報，31：105－116．
- 3) 満本裕彰・大見謝辰男・比嘉榮三郎・仲宗根一哉（1998）開発事業における赤土等流出防止対策の現状について（1997年度）．沖縄県衛生環境研究所報，32：101－110．
- 4) 比嘉榮三郎・満本裕彰・仲宗根一哉・大見謝辰男（1998）県内各種土壌等の侵食特性について．沖縄県衛生環境研究所，32：83－95．

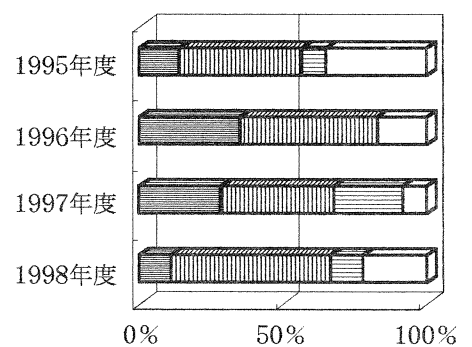


図2 土壌別防止対策設置状況の経年変化（ジャーガル）

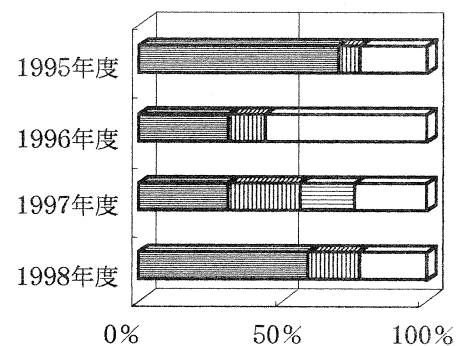


図3 土壌別防止対策設置状況の経年変化（島尻マージ）

11. 不織布シートを用いたろ過型沈砂池の計画基準

日本工営株式会社 黒崎 靖介

(蝶理株式会社 高田 徹)

(合資会社導プランニング 和宇慶 ミツ子)

1 はじめに

赤土流出防止対策のために工事現場等に設置される沈砂池では、フィルター材料として砂や不織布シート（ポリプロピレン熱圧着タイプ不織布）を使用する例が増えている。沈砂池においてフィルターろ過を行いながら過水を排出するためには、降雨の特性、フィルターによるろ過能力、沈砂池の容量の3つをバランスさせた施設計画を行う必要がある。

従来沈砂池の計画においては、特に濁質が付着して目詰まりした後のフィルター材の透水係数が不明であったため、試行的な施設計画がなされてきたが、目詰まり後のフィルター材透水係数の実験値等の資料が蓄積されたため、ここに沈砂池の計画手法について提案を行うものである。

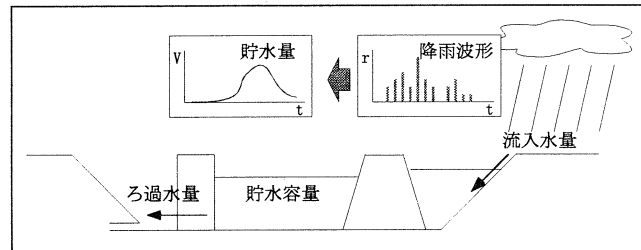


図1 ろ過型沈砂池による濁水対策概念図

2 フィルターの透水性

2.1 不織布フィルターの透水係数

県内において一般的に用いられている不織布シート（テクトン#3401）の清浄な状態での透水係数は $1.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ （メーカー資料）であり、フィルター厚がわずか 0.047 cm であることを考え合わせると、ほとんど水は素通りと考えて良い。一方、不織布シートだけをろ過材料に用いた場合における目詰まりによる透水係数低下については、宮城ら（1998）、鄭ら（1997）により、一定時間経過後には $10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ のオーダーとなることが報告されている。

2.2 砂層の透水係数

沖縄県内でろ過材として主に用いられている砂は、サンゴ片や有孔虫殻を主体とする海砂（白砂）であり、現時点では採取場所が1箇所に限定されているため、その品質はほぼ一定と考えて良い。

白砂の透水係数は、おおむね 10^{-2} cm/sec のオーダーとされており、実測では $2.85 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ という値が報告されている（宮城ら 1998）。砂層の透水係数は、濁質の付着に伴って低下してゆくものと考えられるが、砂層と不織布シートを併用した場合においては、目詰まりによる透水性低下の原因となる濁質の付着は、主としてシート表面において生じ、砂層への濁質付着に起因する透水性低下については考慮する必要がないと考えられる。

2.3 合成透水係数

複数のろ過材料を合わせて使用する場合における、見かけ上の透水係数（合成透水係数とする）は、式1によって求められる。各使用素材の諸元等を表1に示す通りとすると、清浄な不織布シートと砂の合成透水係数 $k_0 = 2.85 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 程度となり、不織布シートは全体の透水係数にほとんど影響を与えない。

表1 ろ過材の諸元

	厚さ	透水係数
砂層(白砂)	50.0cm	$2.85 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$
不織布シート (清浄な状態)	0.047cm	$1.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$

$$k_0 = \frac{\sum t_x}{\sum \left(\frac{t_x}{k_x} \right)} \quad \dots\dots\dots \text{式 1}$$

k_0 : 合成透水係数 (m/sec)

k_x : x層の透水係数 (m/sec)

t_x : x層の厚さ (m)

2.4 目詰まりによる透水性低下の影響

濁質の付着により、不織布シートの透水係数が低下した場合における合成透水係数の変化（計算値）を図 2 に示す。不織布シートの透水係数が 10^{-4} cm/sec オーダーまでは、合成透水係数に及ぼす影響はほとんどないが、 10^{-5} cm/sec オーダーから合成透水係数に影響を及ぼすこととなる。

宮城ら（1998）は室内実験において、厚さ 20cm の砂層と不織布シートを用いたろ過層に約 600ppm（濁度）の赤土濁水を通水した。この結果、不織布シートのみでは透水係数が徐々に低下し、最終的に

2.6×10^{-5} cm/sec まで低下したのに対して、砂＋不織布シートの場合においては、透水係数はほぼ 5×10^{-2} cm/sec のオーダーで安定して通水することを確認し、砂との併用によりシートが目詰まりが抑止されることを示した。これは、砂層により濁水の透過速度が低下されることにより、目詰まりの発生に何らかの影響を及ぼしているためと考えられる。なお、同試験においては、砂と不織布の併用によるろ過では、ろ過水にはほとんど濁りが確認されていない。また真栄田ら（1998）は、不織布を用いた砂ろ過施設（砂層厚 50cm、数ヶ月使用後）における水位実測より、砂＋不織布の透水係数を 1.1×10^{-2} cm/sec、 5.5×10^{-2} cm/sec としており、不織布に濁質が付着した後も、砂層との合成透水係数でおおむね 10^{-2} cm/sec のオーダーが確保されることを示した。以上より、砂層と不織布シートを併用したろ過層に濁水を通水した場合における透水係数は、砂層と合わせておおむね 10^{-2} cm/sec のオーダーで安定するものと判断され、砂層の透水係数を 10^{-2} cm/sec のオーダーと考えると、不織布シートの透水係数は 10^{-4} cm/sec オーダー以上にあるものと考えられる。なお、室内試験においてはろ過材周辺の止水を徹底することができるのに対し、実際の沈砂池においては常に若干の漏水を伴うため、ここで用いる透水係数は、現場適用において安全側となる。

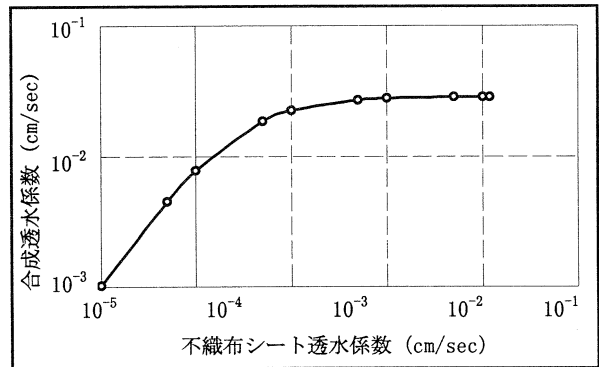


図 2 不織布シートの透水係数と合成透水係数

3 沈砂池計画の実際

3.1 沈砂池諸元の決定手法

沈砂池計画においては、図 3 に示すフローに基づき繰り返し計算により適切な沈砂池諸元を決定する。

降雨に伴う沈砂池内への濁水の流入に伴い、沈砂池内の水位は上昇するが、ろ過堤におけるろ過量は式 4 に示す通り、沈砂池内の水位差に比例して増加する。このため、沈砂池内はある一定の水位に達した後に水位は低下に転じ、降雨の終了を迎えるが、沈砂池に十分な容量がないと、沈砂池は溢流する。従って、必要な沈砂池容量の設定は、式 2～4 によって沈砂池内の経時的な水量変動計算を行い、溢流しない沈砂池容量を求める必要がある。なお計算は表計算ソフトを用いれば簡便に行うことができる。

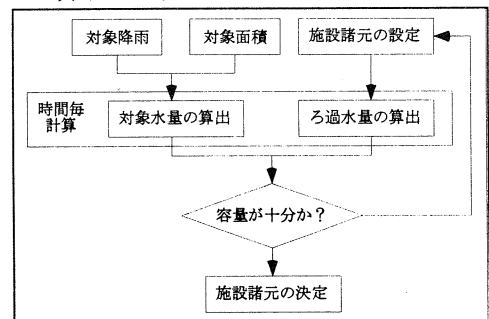


図 3 沈砂池諸元の決定フロー

$$\frac{dV}{dt} = Q_m - Q_f \quad \dots\dots\dots \text{式2}$$

$$Q_m = r \times A \times f \times \frac{1}{1000} \quad \dots\dots\dots \text{式3}$$

$$Q_f = \frac{k}{2L} (H_1^2 - H_2^2) \times W \quad \dots\dots\dots \text{式4}$$

V : 沈砂池内貯水量 (m^3) Q_m : 沈砂池流入水量 (m^3)
 Q_f : ろ過堤の透過水量 (m^3) r : 単位時間の雨量 (mm)
 A : 沈砂池の対象面積 (m^2) f : 流出率
 k : 透水係数 (m/sec) L : ろ過層厚 (m)
 H_1 : 上流側水位 (m) H_2 : 下流側水位 (m)
 W : ろ過層の幅 (m)

3.2 沈砂池容量計算例

フローに基づき、沈砂池容量を求めた例を以下に示す。

沈砂池の諸元等は表 2 に示す通り、沈砂池の形状は簡略化のため図 4 に示す形状とし、対象面積 1,000 m^2 に対して 150 $mm/3$ 日の連続降雨により生じた濁水を、幅 $W=8m$ 、長さ $L=7m$ 、深さ $h=1.6m$ 、容量 89.6 m^3 の沈砂池内に厚さ 50 cm のろ過層を設けて処理することを想定する。図 5 に示す降雨パターンを与えた結果、沈砂池内の貯水量変化は図 6 に示す通りとなり、貯水量の最大値は約 85 m^3 となる。これは沈砂池容量 89.6 m^3 を下回ることから、沈砂池は溢流しないこととなる。

なお、実際の沈砂池計画においては、若干の余裕高を見込む必要がある。

表 2 設定した沈砂池諸元

ろ過材諸元	砂層厚	50.0 cm
	不織布シート厚	0.047 cm
	砂層透水係数	$2.85 \times 10^{-2} cm/sec$
	不織布シート透水係数	$1.0 \times 10^{-4} cm/sec$
	合成透水係数	$2.25 \times 10^{-2} cm/sec$
設定降雨	時間最大雨量	55 mm
	連続雨量	150 $mm/3$ 日
	降雨パターン	中央集中型
沈砂池諸元	対象面積	1,000 m^2
	沈砂池幅	8.0 m
	沈砂池深さ	1.6 m

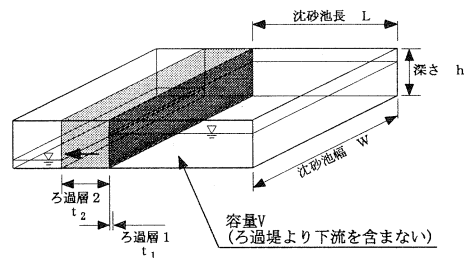


図 4 沈砂池形状概念図

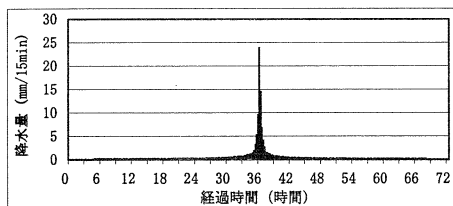


図 5 設定降雨パターン

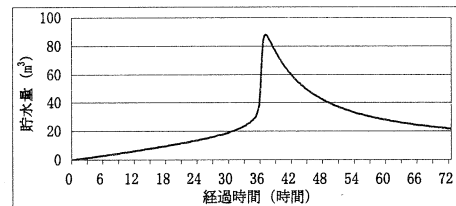


図 6 沈砂池内貯水量の変化

3.3 沈砂池容量計算の感度分析

表 2 に設定した項目のうち、砂層厚、シート透水係数、沈砂池幅、沈砂池深さの各沈砂池諸元、及び降雨パターンの各項目を変化させ、必要な沈砂池容量に与える影響についての感度分析を行った結果が表 3 である（いずれも対象面積、降水量等は表 2 の通り）。表 3 に示される通り、沈砂池諸元を変化させた場合における沈砂池必要容量の変化はあま

表 3 沈砂池諸元等の感度分析結果

変動させた諸元等		沈砂池容量 (m^3)	変動させた諸元等		沈砂池容量 (m^3)
砂層厚 (cm)	60	86.1	沈砂池幅 (m)	4.0	96.4
	50	82.6		6.0	89.2
	40	78.8		8.0	82.6
	30	73.2		10.0	77.5
シート透水係数 (cm/sec)	1.0×10^{-3}	77.8	沈砂池深さ (m)	12.0	72.4
	5.0×10^{-4}	78.4		1.0	100.0
	2.5×10^{-4}	79.6		1.2	94.6
	1.0×10^{-4}	82.6		1.4	88.8
	5.0×10^{-5}	87.2		1.6	82.6
	1.0×10^{-5}	101.4		1.8	77.1
		5.0×10^{-6}	108.1	2.0	71.0
			降雨型	前方集中型	49.6
				後方集中型	102.6
				中央集中型	82.6

り大きくはない。また、シート透水係数については、2.4に述べた 10^{-4}cm/sec 以上のオーダーであれば、沈砂池容量に与える影響は非常に少ない。従って、沈砂池計画にあたっては、3.1, 3.2 に示すような繰り返し計算を行わなくても、いくつかの代表的なパターンについての必要容量を求めておけば、大きな誤差なくその他の場合に適用できる。

3.4 沈砂池必要容量の概略計算

沈砂池の諸元決定の際には、ある一定の対象面積に対して、沈砂池幅、深さ、長さの4つの変数について考慮する必要がある。ここで、沈砂池幅については、幅1mの沈砂池をいくつか横に並べて必要な幅にすることを想定することにより基準化すれば、沈砂池幅と深さの2変量の組み合わせについて考慮すれば良いこととなる。表4には、沈砂池幅1m当りの対象面積毎に、必要とされる沈砂池幅、沈砂池長さを示した。（その他の諸元、設定等は表2の通り）例えば、対象面積 $2,400\text{m}^2$ に対して幅12mの沈砂池で対応することを考えると、沈砂池幅1m当りの対象面積 $=2400 \div 12 = 200\text{m}^2$ より、表の対象面積 200m^2 の欄の沈砂池深さと長さの組み合わせから適当なものを選定する。例えば深さ1.6mに対して長さ11.6mとなり、

幅12m×長さ11.6m×深さ1.6m $= 223\text{m}^3$ の沈砂池が必要となる。

ここで、計算上では沈砂池幅が広いほど、また沈砂池が深いほど沈砂池の必要容量は小さくなるが、沈砂池幅 \rightarrow ろ過堰堤幅となり、ろ過堤の費用がかさむこと、沈砂池の排水をほぼ底面から行わなければならないことなどをも考慮しつつ、沈砂池諸元を決定することとなろう。

表4 基準化した沈砂池における深さと長さ

		沈砂池深さ (m)					
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
対 象 面 積 (m^2)	50	4.2	3.1	2.4	1.8	1.4	1.1
	100	9.7	7.5	6.0	4.8	3.9	3.3
	150	15.3	12.2	9.9	8.2	6.8	5.7
	200	21.2	16.9	13.9	11.6	9.8	8.3
	250	27.1	21.7	17.9	15.1	12.8	11.0
	300	33.2	26.5	21.9	18.6	15.9	13.8
	350	39.4	31.5	26.1	22.1	19.0	16.6
	400	45.6	36.5	30.3	25.6	22.1	19.3
	450	52.0	41.6	34.5	29.3	25.3	22.1
	500	58.5	46.8	38.8	32.9	28.4	24.9

4 おわりに

本稿では、主に室内試験結果に基づく机上検討により、ろ過型沈砂池の諸元決定手法を示したが、限られた紙面の中では、降雨パターンの異なる場合や、ろ過層（砂層）厚の影響等については言及することができなかった。これら周辺の課題については、別途とりまとめている技術資料を参照されたい。

本検討は琉球大学工学部、蝶理株式会社、合資会社導プランニング、日本工営株式会社の共同で行ったものである。特に琉球大学工学部環境建設工学科の上原方成元教授、原助手には、貴重な実験データの提供をはじめ、多くの面でご指導を頂いた。最後になるが、ここに謝意を表する。

参考文献

- 鄭明亮、秋田雄一郎、野原博豪、上原方成、原久夫. 1997. 赤土濁水による不織布シートの透水性変化に関する室内実験. 第10回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集
- 宮城かお里、上原方成、原久夫、和宇慶ミツ子. 1998. 2次元室内透水試験による不織布シートの透水性に関する実験的研究. 第11回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集
- 真栄田義安、中村栄秀. 1998. 不織布を用いた砂ろ過堤の浸透量に関する検証実験とその応用. 第11回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集

12. SCP工法における砂杭の内部摩擦角とN値の関係について

不動建設株式会社 中角 功
○鈴木亮彦

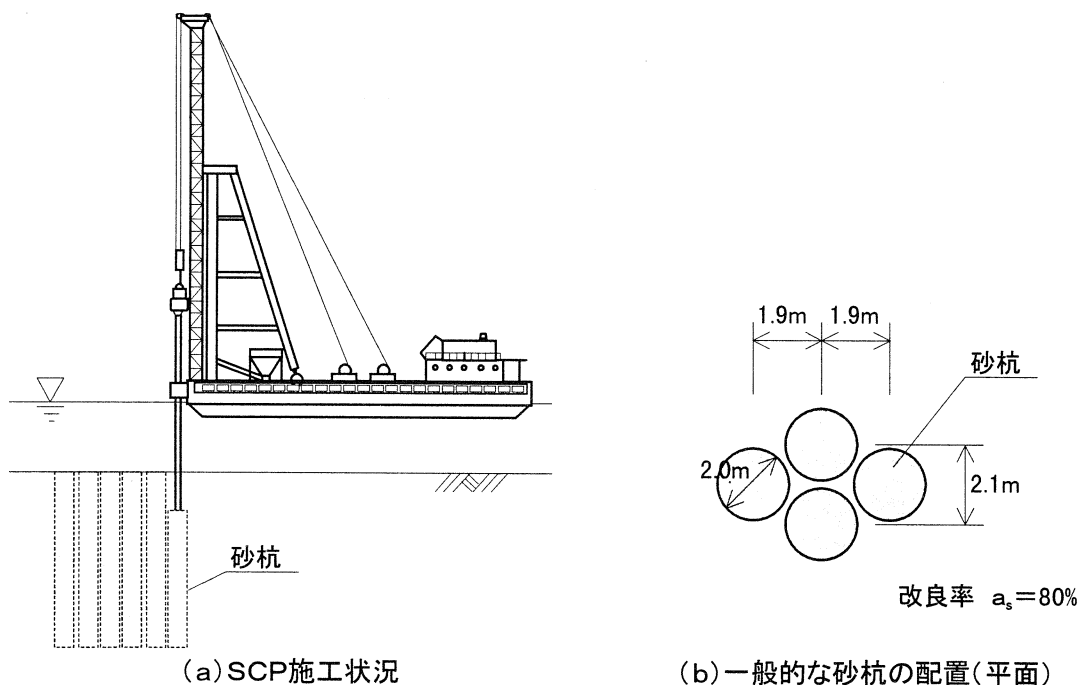
1. はじめに

地盤の支持力、せん断応力を決定づけるパラメータとして、粘性土における粘着力 C と砂質土の内部摩擦角 ϕ がある。構造物の設計の際もこれらの土質定数を設定し、円弧すべり等に用いる。しかし、粘性土は一軸圧縮試験から C を直接的に求めるケースが多いが、砂質土では ϕ を標準貫入試験の N 値より推定することが多い。この原因には、 ϕ を求めるための三軸圧縮試験が比較的手間と費用がかかることに加えて、砂質土を乱さずにサンプリングすること自体が困難であることが挙げられる。このことから、 N 値と ϕ の相関を探る研究は現在も数多く行われており、先頃改訂された“港湾の施設の技術上の基準・同解説”(以下、港湾施設基準)でも最新の知見¹⁾を導入している(改訂前はダナムの式を使用)。

海上のサンドコンパクションパイル(以下、SCP)工法でも同様に、砂杭の強度の確認方法は N 値で行われているが、設計時は $\phi = 35^\circ$ と評価している。そこで、沖縄県で調査されたSCP工法の砂杭に関するデータをもとに、設計時の強度評価の妥当性と、前述の N 値と ϕ の関係式が沖縄の土質に適合するかについて検証を行った。

2. 調査項目とSCP材料砂の物性値

SCP工法は、軟弱地盤中に良質な砂を強制的に圧入し、直径 2,000mm の円柱上のよく締まった砂杭を造成し、地盤の強度を増加させる工法である。



図ー1: サンドコンパクションパイル工法(模式図)

調査はSCPの材料砂を用いた室内試験と、現場での原位置試験が行われた。調査項目を表ー1に示す。調査の対象としたSCPの材料砂は、沖縄のチイビン産砂と新川産砂の2種であり、その色からそれぞれ白砂、黒砂と呼ばれている。基本的な物性値は、表ー2の通りである。

表－1：調査項目一覧

種別	試験名	調査項目
室内試験	三軸圧縮試験(CD)	内部摩擦角 ϕ (°)
原位置試験	標準貫入試験	N値
	RI密度検層試験	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)

表－2：SCP材料砂の基本的な物性値

材料砂	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	土粒子の密度 γ_s (g/cm ³)
チイビン砂	1.733	1.084	2.749
新川砂	0.990	0.525	2.724

3. 設計定数としての内部摩擦角と実測値の比較

改訂された港湾施設基準では、マイヤホフ^{2), 3)}の提案した(1), (2)式を用いて、N値と ϕ を関係付けている。

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{100N}{70 + p_w}} \quad \dots(1) \quad \{ p_w : \text{有効土被り圧 (kN/m}^2\text{)} \}$$

$$\phi = 28 + 0.15Dr \quad \dots(2)$$

上式より、

$$\phi = 28 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + p_w}} \quad \dots(3)$$

※ 但し、港湾施設基準では従来のダナムの式との整合性を図るため、(3)式を修正して下式を用いている。

$$\phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + p_w}} \quad \dots(4)$$

$$\text{ここで、} \phi = 25 + 0.15Dr \quad \dots(5)$$

つまり、はじめにN値からDrを推定し((1)式)、次にDrから ϕ を推定する((2)式または(5)式)という2段階の換算を行っている。そこで、まず最初に砂杭の密度と強度(Dr～ ϕ)の関係について検証を行った。図－2は、SCPの材料砂を任意の相対密度に調整して行った三軸試験結果と、(2)式、(5)式を比較したものである。

この結果を見ると、2つの推定式はいずれも試験値よりもやや大きな値となっている。

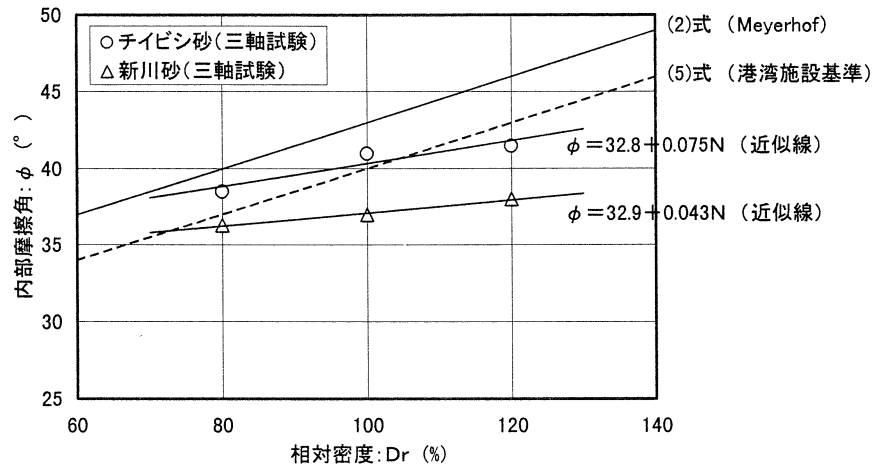
なお、同図には三軸試験の結果の近似線も示している((6), (7)式)。

$$\text{チイビン砂: } \phi = 32.8 + 0.075Dr \quad \dots(6)$$

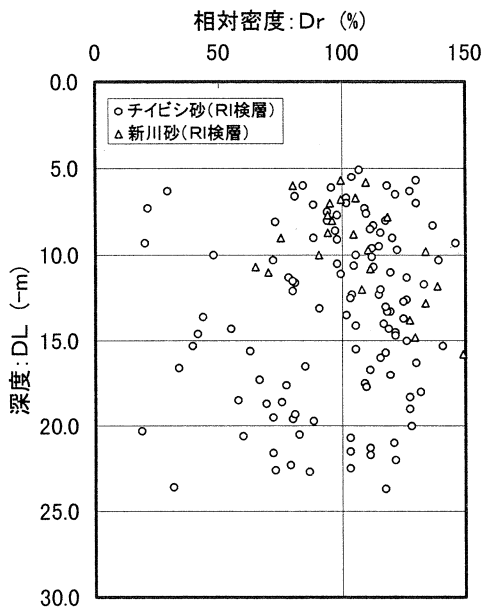
$$\text{新川砂 : } \phi = 32.9 + 0.043Dr \quad \dots(7)$$

ちなみに、(7)式によると強度の小さい新川砂でもDrが50%以上であれば、SCPの設計定数としての $\phi = 35^\circ$ を満たすことになる。

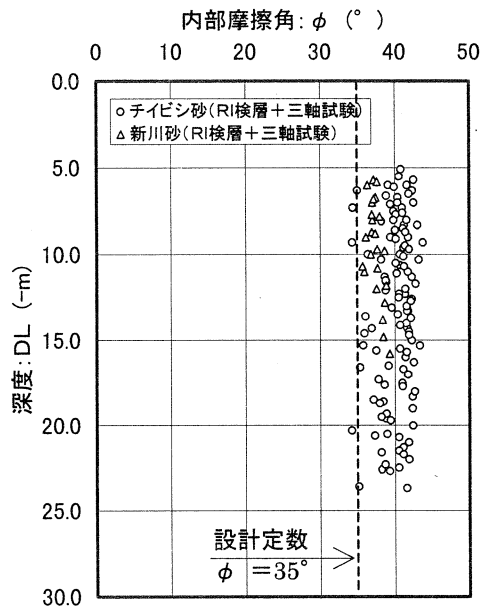
実際の砂杭のDrをRI試験により測定すると図－3のようになる。RI試験は誤差が多少含まれるため値もばらついているが、平均するとDrは100%程度である。また、(6), (7)式を使ってDrから ϕ を求めると図－4のようになる。こちらもばらついているが、平均値は設計定数値を大きく上回っている。これらのことから、SCPの砂杭は設計強度を十分に満たしていることがわかる。



図－2：三軸試験結果からの ϕ と推定式の比較



図－3：RI試験より求めた相対密度



図－4：RI試験と三軸試験の結果から求めた内部摩擦角 ϕ

4. N値より推定される内部摩擦角

次に、現場で行った標準貫入試験からの ϕ の推定について論じる。図－5(a)は(4)式の港湾施設基準の方法を用いてN値から ϕ を推定したものと、前述のRI試験から求めたものを比較している。ただし、RI試験のばらつきを整理するため、一定深度ごとに統計処理を行い、平均値と標準偏差で表した。これによると深い位置では若干差異があるものの、ほぼ整合がとれている。

また、港湾施設基準で改訂前に使われていたダナムの式(式(8))でも同様に比較した結果、図－5(b)のようになった。

その結果、こちらもほとんど整合がとれているものの、浅い深度ではN値による ϕ の評価が小さくなった。

ϕ 材のせん断応力 τ は(9)式の通りであり、拘束圧に依存する。そのため、(拘束圧の小さい)浅い深度では τ が小さくなり、設計上のクリティカルポイントとなりやすい。したがって、浅い層での強度評価を的確に行っている(4)式の方が(8)式よりも実用上適しているといえる。

$$\phi = \sqrt{12N + 20} \quad \dots(8)$$

※但し、第2項(+20)は砂の性質により 15 または 25 の値をとる場合がある。

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad \dots(9)$$

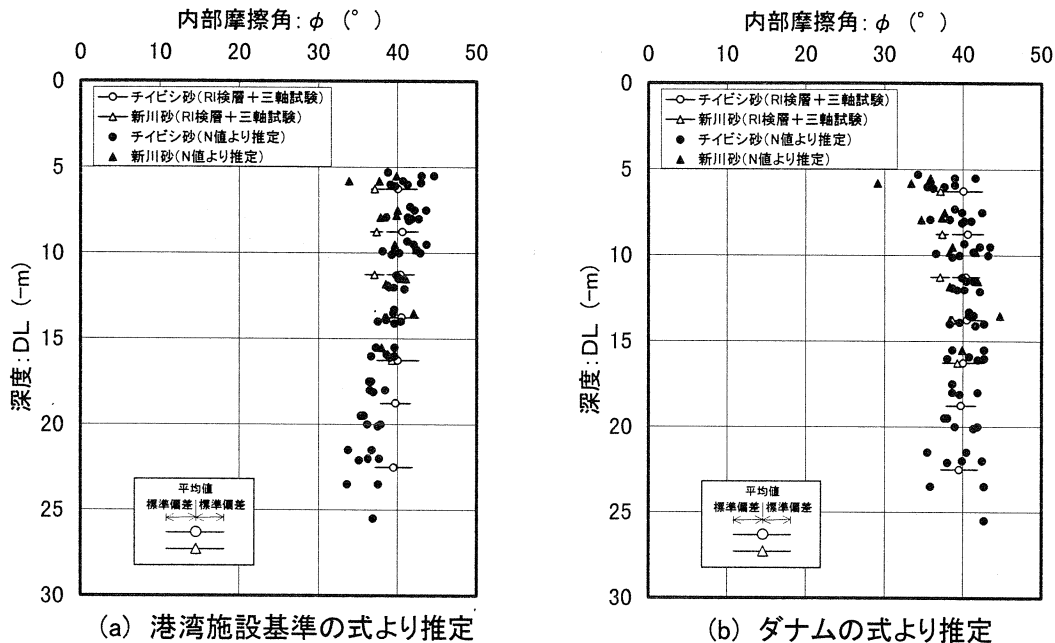


図-5: N値から求めた推定 ϕ と実測値の比較

5. まとめ

以上、SCP改良地盤において計測されたデータをもとに、設計との整合性を検証した。その結果、次のことが確認された。

- ① SCP砂杭の内部摩擦角 ϕ は設計時の強度設定である $\phi = 35^\circ$ を十分に満たしている。
- ② “港湾の施設の技術上の基準・同解説”に示されているN値と ϕ の相関式は、沖縄のSCP砂杭においてもよく適合し、その実用性はこれまでのダナムの式よりもよい。

今後も実務に即したデータを蓄積し、検証を続けていきたい。

最後に本報告をまとめるにあたり、ご協力をいただいた沖縄総合事務局および沖縄総合事務局那覇港湾空港工事事務所中城湾港出張所に感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 田中洋行, “N値の考え方と利用例 - 港湾構造物 -”, 基礎工, 1997.2
- 2) G.GMeyerhof, “Discussion on soil properties and thier measurement”, Proc. of the IVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.III, 1957
- 3) G.GMeyerhof, “Compaction of sands and bearing capacity of piles”, ASCE, Vol.85, No.SM6, 1959

13. 二つの指標からみたサンゴ礫混じり地盤のいくつかの特性

沖縄総合事務局 港湾計画課 親泊 正孝

1. まえがき

沖縄のサンゴ礫混じり地盤は、その多様性のため強度の評価や分類が難しいが、この課題への取り組みにあたり、土の“粘性土らしさ”に着目し、その度合いの指標化を試みた。粘土分含有量、塑性指数及び比重の湿潤単位体積重量に対する比の三つの因子の積として一つ目の指標とし、粘土分含有量と砂礫分含有量との比を二つ目の指標とした。これらの指標からサンゴ礫混じり地盤のいくつかの特性が判ったので、これらをここに報告する。なお、諸データは、運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室所有の土質データベースから参照した。

2. “粘性土らしさ”の指標化

粘性土系の地盤調査は、データが豊富に得られている。課題へのアプローチはこの粘性土系側から追求していくのがベターであり、次ぎのように“粘性土らしさ”を指標化する事とした。

(1) “粘性土らしさ”

図-1に本土3港と中城湾港での粘土含有量(CC)と塑性指数(Ip)との関係を示す。CCの増大と共に Ip も増大しているが、これらは両方とも大きくなるほど“粘性土らしさ”が向上する性質のものである。同図に直線で $I_p(\%) = \text{Clay}(\%)$ を示しているが、名古屋と宮崎はそれとの近似度が高く、中城と名瀬は直線よりやや下回っている。同図で名古屋に関し、Ip とCCの相関式を示しているが、相関係数をみると相当に良い。

自然状態の粘性土は、通常、緩詰まりであり、N 値が小さく、自然含水比(Wn)、間隙比(e) が大きい。Wn, e が大きいほど“粘性土らしさ”が高い事になるので Wn, e は指標に使用する事が出来る。しかし、飽和度(Sr)のことも考えればこれらを反映した湿潤単位体積重量(ρ_t)で代表させれば良い。結局、比重(ρ_s)に対し、 ρ_t が近づくことが締まり具合が良くなることから、 ρ_s / ρ_t は、その値が大きくなれば緩詰まりになることを示し、“粘性土らしさ”の向上を示すことになる。

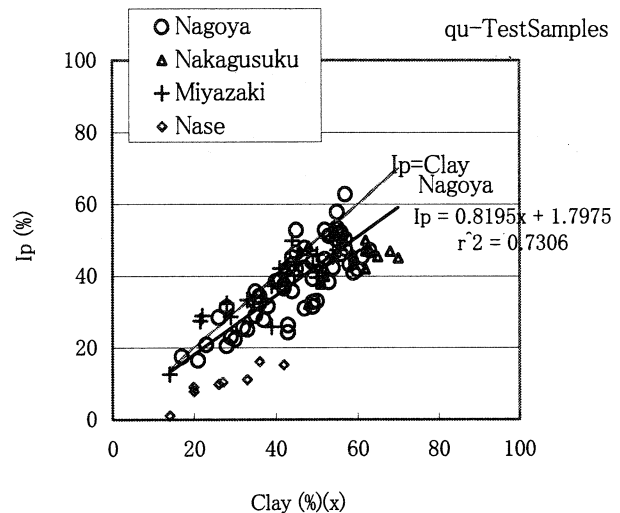


図-1 粘土分含有量と塑性指数

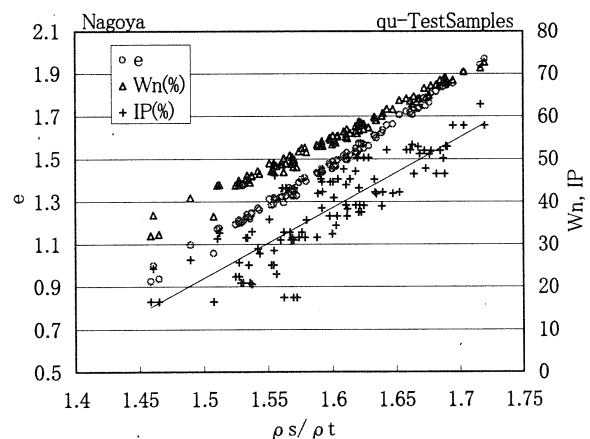


図-2 湿潤単位体積重量と比重の比と間隙比など

図-2に名古屋での ρ_s / ρ_t と e, Wn, Ip との関係を示す。相互の関係の深さが一見してわかる。

(2) “粘性土らしさ”の指標化

上述のとおり、CC, Ip, ρ_s / ρ_t はそれぞれ相関が強いことが判った。“粘性土らしさ”を式(1)のように定義しておく。

$$I_{cs} = CC * I_p * (\rho_s / \rho_t) \quad (1)$$

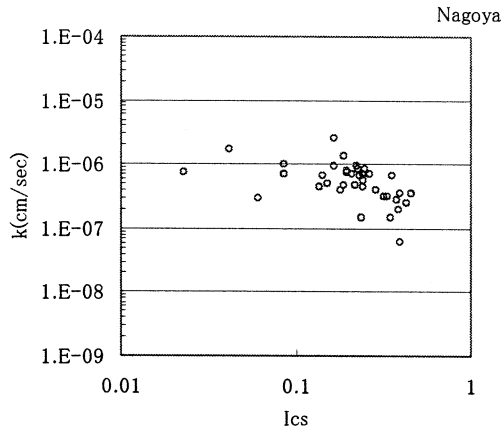


図-3 Icsと透水係数

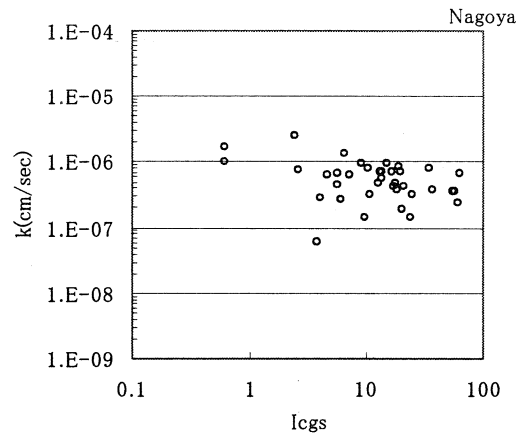


図-4 Icsと透水係数

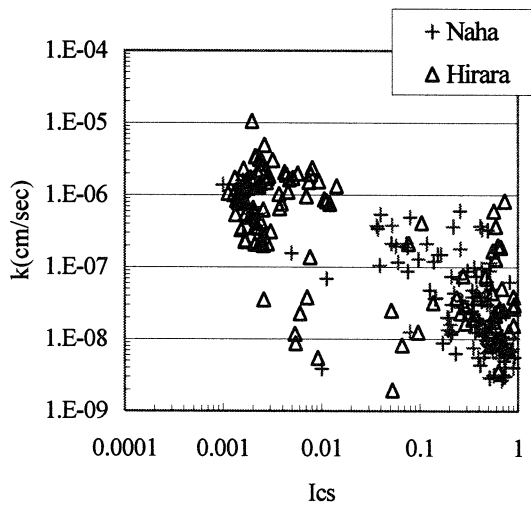


図-5 Icsと透水係数

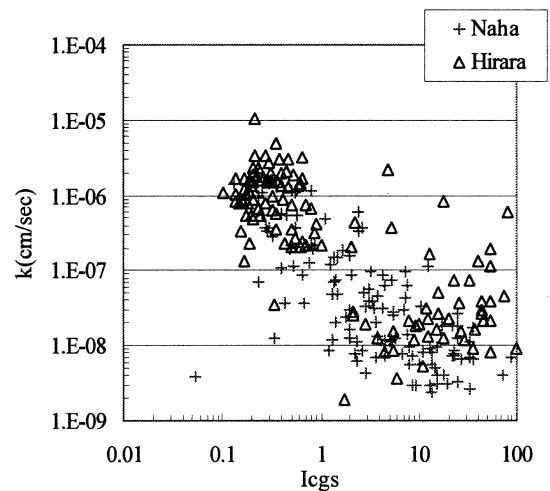


図-6 Icsと透水係数

Ics(Index for cohesive soil)が高い程，“粘性土らしさ”が向上していくという意味を持つ。また、土の分類に粒度組成は不可欠であるので、これによるもう一つの“粘性土らしさ”の指標をここで示す。式(2)のように定義しておく。

$$I_{cgs} = CC / (Gravel + Sand) \quad (2)$$

Icgs (Index from contents of clay, gravel and sand)として、粘土分含有量を砂礫分含有量で除したものとしておく。

Ics, Icgs において、サンゴ礫混じり地盤でよくみられ

る $I_p = NP$ と $CC = 0$ の場合はダミーとしてどちらも1を使うこととする。

3. 二つの指標によるいくつかの特性

(1) Ics, Icgs と透水係数

透水係数(k)は、圧密試験結果から $k = mv \cdot cv \cdot rw (= 1.025 \text{ g/cm}^3)(p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ で統一})$ として求めた。図-3に、名古屋の Ics と k との関係を示す。Ics の増大と共に k が小さくなり、粘性土の特性と一致する。図-4は Icgs と k との関係を示すが、k が 1×10^{-7} より小さい1点を除けば、これも粘性土の特性と一致している。図-5, 6 には同様、那覇、平良の例を示すが、同様な傾向を示している。那覇が良い相関を示すのに

比べ、平良はバラツキが大きいものの、 I_{cs}, I_{cgs} の増大と共に、 k は小さくなる傾向を示す。

(2) I_{cs}, I_{cgs} と強度及び強度試験

図-7に、 I_{cs} と一軸圧縮強度(qu)と有効土被り重量($\Sigma \gamma' h$)との関係を名古屋に関して示す。 I_{cs} の増大と共に、 qu 値は有効土被り重量への依存度を増している。また、同図の左端、即ち、“粘性土らしさ”の最も低いところで $qu / \Sigma \gamma' h$ のバラツキが大きくなっているが、この辺りでは砂礫分の多さが影響を及ぼしているということを示唆している。

図-8に、沖縄4港での I_{cs} と $qu / \Sigma \gamma' h$ との関係を示す。中城は I_{cs} の大きいところに分布し、那覇、平良は広い範囲に分布している。那覇、平良、石垣の $qu / \Sigma \gamma' h$ に異常に大きい値を示すのがあり、特に、平良が3.5 近くまで大きい。 I_{cs} が0.1を超えると、名古屋同様 I_{cs} の増大と連動し $qu / \Sigma \gamma' h$ も大きくなる傾向を示す。

図-9に、 qu 試験が行なわれた土について I_{cgs}, I_{cs} の関係を4港について示す。同図で C_m へ近づくほど粘性土らしさが向上することを意味し、 S_m へ向けて砂質土的になることを示す。中城が C_m 近くに分布しており、那覇の殆どのものと平良の半分ほどが O 点から C_m へ向けた右上の範囲に分布している。一方、石垣のすべてが O 点以下にある。平良港の一部と石垣港のすべてが $I_{cs}=0.01$ 以下で、 S_m 方向へ向かって分布していることから、砂質土的な土も qu 試験の対象となった印象を受ける。図-10に、 qu 試験が行なわれた土を含むボーリング孔の I_{cgs} と N 値の関係を4港について示す。 $N=50$ と $I_{cgs}=100$ を結んだ曲線は単なる包絡線的なものとして挿入してあるが、殆どはこの曲線より下側に分布している。 I_{cgs} が大きくなると N 値はかなり小さくなっていくが、これは、粘性土の N 値は小さいと言うことと一致している。 $I_{cgs}=0.1 \sim 0.5$ の範囲で $N=5 \sim 20$ の分布密度はかなり大きい、殆どは平良、石垣のデータである。平良、石垣のボーリング孔が qu 試験を行なった層があるとしても、かなり砂質土的であることを示している。また、図-9の O 点以下の平良、石垣の分布と併せてみると、図-10の $I_{cgs}=1$ 付近で $N=5 \sim 15$ 程度はあり、先述のとおりこれらは砂質土的ではあるが、 qu 試験が行なわれたように思われる。また、中城のデータは I_{cgs} の全範囲において N 値が5未満

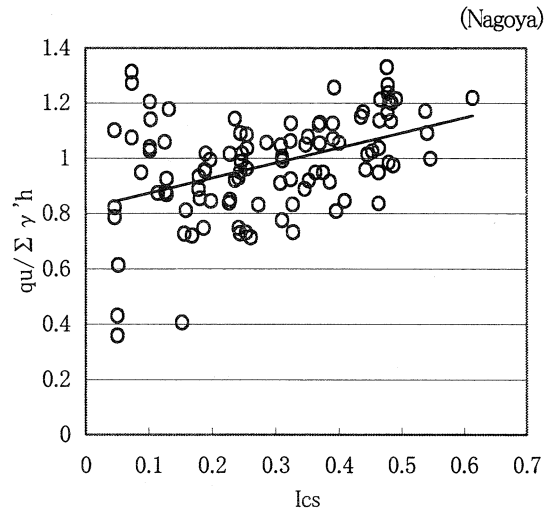


図-7 I_{cs} と一軸圧縮強度と有効土被り重量

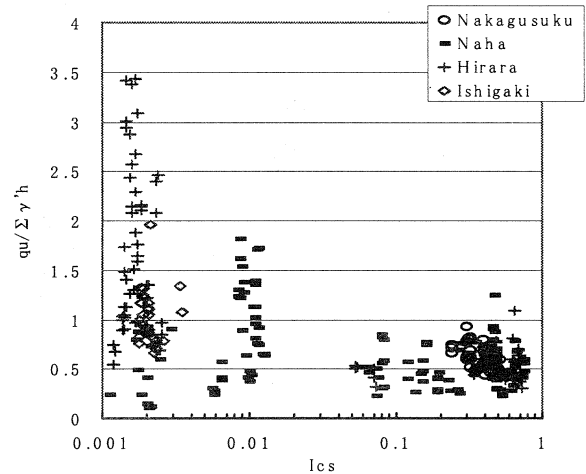


図-8 I_{cgs} と一軸圧縮強度と有効土被り重量

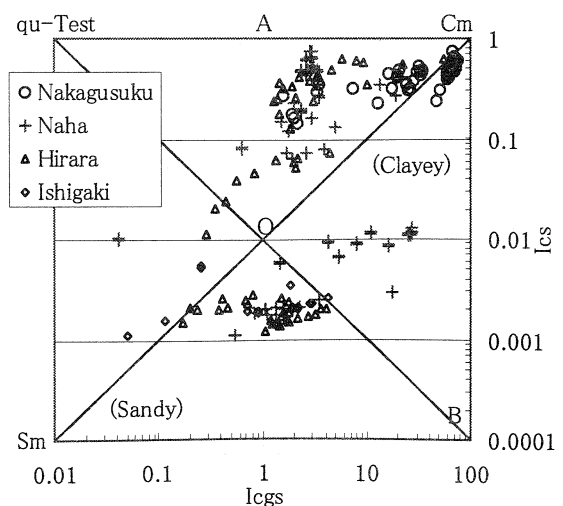
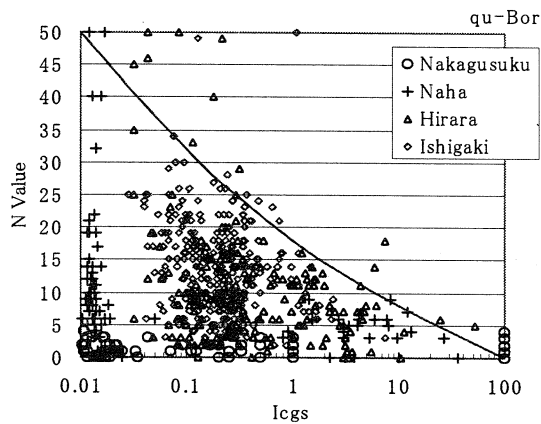


図-9 I_{cs}, I_{cgs} と一軸圧縮試験

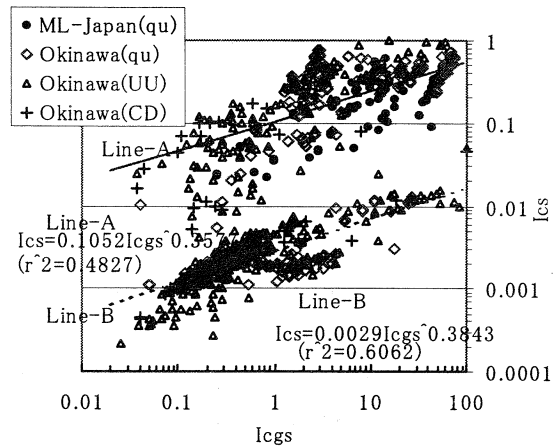
図-10 I_{cgs}とN値

であり、粘性土が多く分布していることを示す。

図-11に、本土3港のqu試験と沖縄4港のqu, UU, CD各試験のサンプルについて、I_{cgs}, I_{cs}の両対数上にプロットした。まず、本土のqu試験サンプルはすべてLine-A周辺に分布しているが、沖縄は全試験サンプルがLine-A, Line-Bの両方の周辺に分布している。2つのグループの相関式を示しているが、Aグループより、Bグループの方が高いのはI_pに起因しており、Bグループの方がNPのためダミーでI_p=1が圧倒的に多いためである。沖縄のサンプルでは、qu試験のものでもBグループにあるのが特徴であり、NPでもqu試験が行なわれた事を示す。また、Bグループの沖縄のサンプルがI_{cgs}=0.1～1までの間でプロット密度が多いのも特徴である。粘土分含有量が砂礫分含有量以下である場合にはUU試験、CD試験が多くなされた事を示す。また、Aグループではqu試験が右上の周辺に多いのは“粘性土らしさ”が高い土を対象としたことを示し、十分理解できる。A, B双方のI_pの違いを二つの相関式から知る事が出来る。二つの式に中間的な値として、例えば、I_{cgs}=1を代入してみると次ぎの式(3)が得られる。

$$\frac{Ip(A)}{Ip(B)} = 36.2 * \frac{(\rho s / \rho t)(B)}{(\rho s / \rho t)(A)} \quad (3)$$

ここに、添え字A, Bはグループを示す。 $\rho s / \rho t$ を図-2の名古屋の例を参照すると1.45～1.7程度であるので、 $1.45 / 1.7 = 0.88$ となり、式(3)は約32と

図-11 I_{cs}, I_{cgs}と各種強度試験

なる。即ち、AグループはBグループに対して、平均で約32倍のI_pを持っている事になる。また、BグループのI_pは殆どNPでダミーのI_p=1が使われた事を踏まえると、Aグループの平均的なI_pはI_p=32程度となろう。これらから、沖縄では粘土分を数パーセント含んでいると、塑性指数がNPであってもqu, UU, CD試験の適用性に関わらず試験方法が選ばれ、実施されているようである。

4. まとめと今後の課題

本論文をまとめると次ぎのようになる。

- ① “粘性土らしさ”を表す二つの指標は、透水係数と相関があるが、相関の傾向は港によって多少異なる。
- ② 指標からみると、平良、那覇のqu値の有効土被り重量への依存度に異常値が見られる。
- ③ qu値の有効土被り重量への依存度は、指標から見ると“粘性土らしさ”の増大と共に増大するようである。
- ④ qu試験のサンプルは指標の数値の大きいところ、即ち、“粘性土らしさ”の高いところに分布する。
- ⑤ 二つの指標によりサンゴ礫混じり地盤のいくつかの特性が判ってきたので、これらによる分類へのアプローチが容易になった。

今後の課題は以下のとおりである。

- ① “粘性土らしさ”を踏まえ、強度試験のqu試験、UU試験、CD試験のどちらを適用すべきか、中間土を含めて検討する必要がある。
- ② 各種強度試験結果の評価をどのように行なうか、検討の必要がある。

14. 石炭灰改良材（Gアッシュ）による浚渫土改良試験

沖縄電力(株)火力部具志川火力発電所技術課	天願 友一
同 上	波平 智成
(株)國場組建設事業本部土木部	城間 加礼
日本国土開発(株)施工本部技術開発研究所	佐藤 泰

1. はじめに

沖縄県の電力需要の約 33%を供給している具志川火力発電所は、総出力 31.2 万 kW の石炭火力であり、同じ石炭を燃料とする金武火力発電所（総出力 44 万 kW）も現在建設が進められている。この石炭火力発電から排出される石炭灰の一部は、フライアッシュとして有効利用されているが、その他は発電所内に設置した灰捨て場に埋め立て処分しているのが現状である。しかし、沖縄県では今後の海洋埋立が制限されることから石炭灰を再利用可能な資源として今まで以上に有効利用する必要がある。

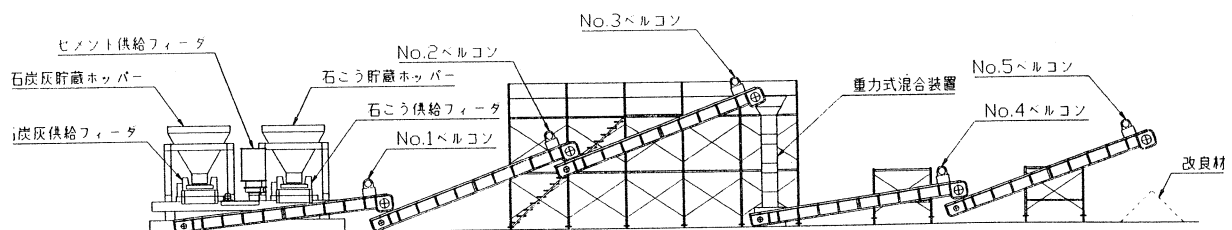
本報告では、石炭灰の有効利用の一つの方法として、埋立地などの軟弱地盤の地盤改良材としての適用性を確認するために実施した試験結果の概要を報告する。

2. 試験目的

本試験は新しい地盤改良材として石炭灰、セメントおよび添加剤を配合した「Gアッシュ」を重力式混合装置を用いて製造後、浚渫粘性土に添加して盛土した地盤の強度や締め固め時の施工性の確認を行い地盤改良材としての適用性を実証するために実施した。また、同時に改良土が周辺土壌等に与える影響を把握するため重金属溶出試験等を行った。

3. 試験方法

試験は具志川発電所構内に設置した改良材製造プラント（図—1）を用いて石炭灰改良材を製造後、1 t パックに梱包後トラック 10t に積み込み、現在建設中の金武火力発電構内の混合ヤードに運搬した。石炭灰改良材と浚渫粘性土の混合は浚渫土表面に所定量の石炭灰改良材を人力で散布後、浅層混合機械を用いて混合攪拌した。改良後の浚渫土はバックホウ 0.6m³でダンプトラックに積み込み盛土ヤードに運搬後、振動ローラ 20t で転圧した。



図—1 改良材製造プラント

3. 1 改良材製造プラント

改良材の製造は石炭灰・排脱石膏およびセメントを定量フィーダを用いて切り出し後、新たに開発した重力式混合装置を用いて製造した。重力式混合装置は、既存の機械式混合装置と異なり混合材料の重力を利用して混合する方式である。この方式ではベルトコンベヤで加速された材料が装置内部のダンパーとせん断バーにベルトコンベヤの搬送速度と装置内の自由落下速度が合わさって高速度で衝突する現象を利用している。

3. 2 浚渫粘性土・改良材の物性、および改良材の配合

浚渫粘性土・改良材の物性を表－1に示す。浚渫粘性土は浚渫後約10年経過しているが内部の含水比は $W=36.7\%$ と浚渫時に比べほとんど低下していない。また、液性限界と塑性限界の差が小さいことから低塑性である。石炭灰は飛散防止のため含水比 $W=30\%$ 程度の湿灰を使用した。排脱石膏は石炭灰と同時に産出したものを脱水後使用した。それぞれのpHは排脱石膏が中性でその他はアルカリ性を示す。

表－1 材料の物理試験結果

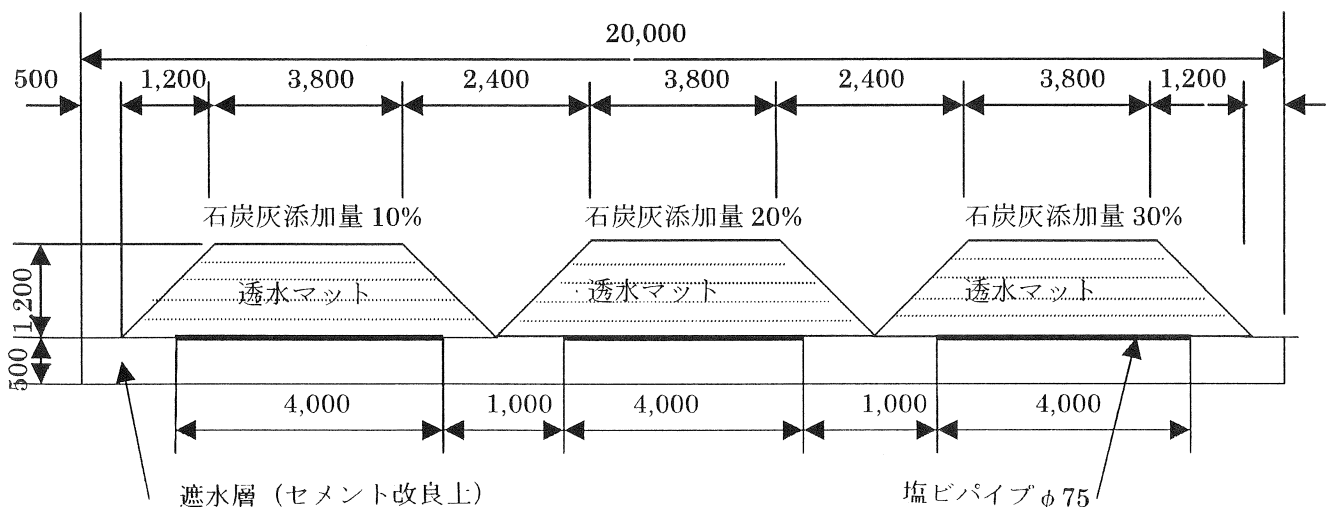
試験項目	石炭灰	排脱石膏	セメント	浚渫土
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.285	3.118	—	2.782
含水比 $w(\%)$	30.31	32.69	—	36.72
液性限界 $w_L(\%)$	—	—	—	38.9
塑性限界 $w_P(\%)$	—	—	—	28.8
pH	10.4	7.8	—	10.4
強熱減量(%)	4.8	18.5	12.2	5.6

改良材の配合は石炭灰、排脱石膏およびセメントの重量比を100:10:6とした。なお、今回使用した石炭灰および排脱石膏は燃料として用いたワンゴ炭使用時に産出されたものである。セメントの種類は普通ポルトランドセメントを使用した。

4. 試験内容

試験は図－2に示す盛土ヤードに改良材添加率を10、20、30%と変化させた3種類について盛土（盛土量 $V=160\text{m}^3$ ）を実施した。現場試験に先立ち、室内配合試験として強度試験と重金属溶出試験を行い改良後の強度推定と重金属などが環境に与える影響を把握した。

現場管理試験ではポータブルコーン貫入試験、現場密度試験、平板載荷試験およびブロックサンプリング後に軸圧縮試験および重金属溶出試験を実施し、それぞれの改良材添加率による改良効果の評価を行った。また、地盤改良材を用いて改良を実施する場合には施工性確保が課題となることから、施工後直ちにトラフィカビリティ確保が可能かどうかに着目して試験を実施した。



図－2 改良土盛土ヤード

5. 試験結果

5. 1 室内配合試験結果

① 一軸圧縮強さ

図一3に室内と現場での材齢7日と28日の一軸圧縮試験結果を示す。一軸圧縮強さは石炭灰改良材添加率の増加にともない増加しており、改良材添加率30%に対する強度比は材齢7、28日とも添加率10%では0.2また、添加率20%では0.5程度である。また、材齢7日と28日の強度比は、石炭灰改良材の添加率にかかわらず概ね0.65から0.75の範囲にある。湿潤密度は材齢にかかわらず添加率が多くなると小さくなる傾向にあり、これは乾燥密度も同様である。

② 重金属溶出試験結果

重金属の溶出試験は土壤環境基準に示されている7項目について実施し、供試体の材齢は強度試験と同様7、28日とした。試験の結果を表一2に示す。土壤環境基準に示される重金属の溶出は供試体の材齢にかかわらず基準値以下であり、石炭灰改良材の安全性を確認した。

表一2 重金属溶出試験結果

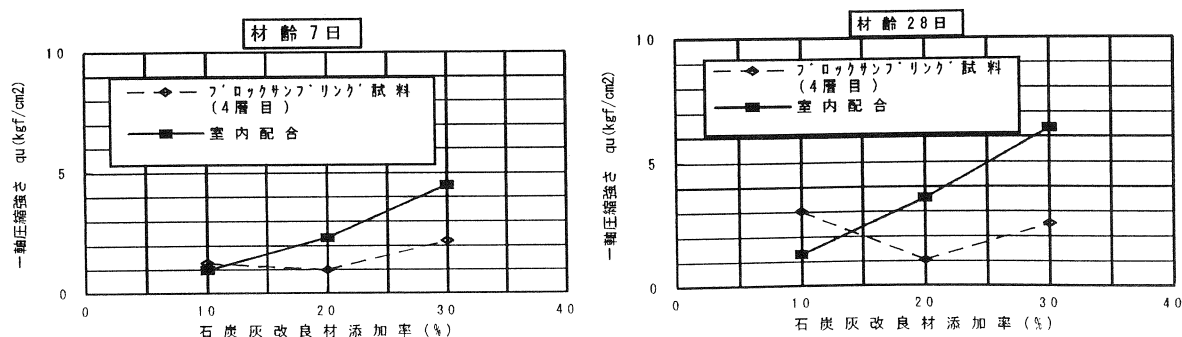
土壤環境基準			改良材添加率 10%		改良材添加率 20%		改良材添加率 30%	
重 金 属 溶 出 量 (mg /l)	項 目	基準値	材齢 7 日	材齢 28 日	材齢 7 日	材齢 28 日	材齢 7 日	材齢 28 日
	カドミウム	0.01 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下
	全シアン	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出
	鉛	0.01 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下
	六価クロム	0.05 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下
	ヒ素	0.01 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下
	総水銀	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下
	セレン	0.01 以下	0.02	0.004	0.002	0.006	0.004	0.007

5. 2 現場実証試験結果

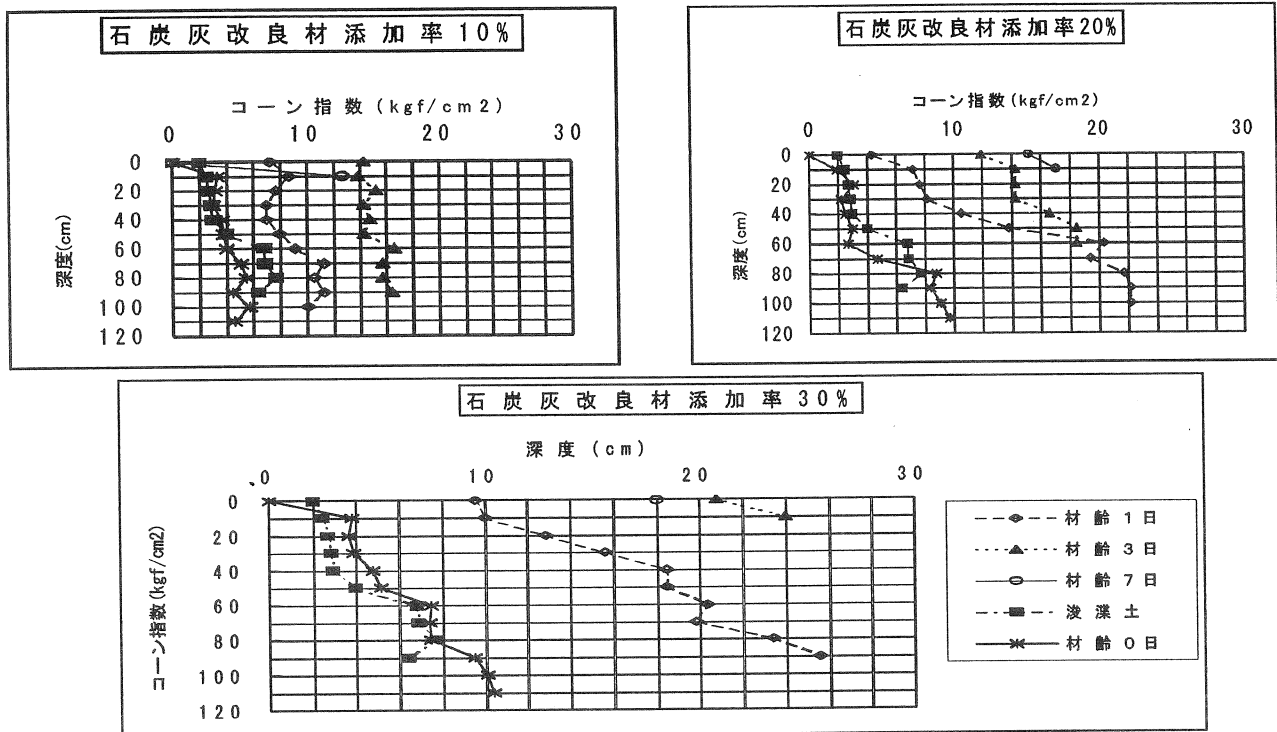
①改良土の特性

改良土の一軸圧縮強さは材齢7、28日とも改良材添加率の増加とともに増加し、一方密度は小さくなる傾向にある。また、材齢7日と28日の強度比は添加率20%のケースを除いて0.5程度である。改良材添加率20%のケースにおいて強度の増加が見られないのは、密度が小さいことから改良材と浚渫土の混合が一部十分でない部分があったことを示している。さらに平板載荷試験の結果は地盤反力係数は $k=3.2\sim 8.5\text{kgf/cm}^3$ 、および極限支持力 $Q\geq 96\text{tf/m}^2$ が得られ地盤として十分な強度を有していた。

改良土のコーン指数の測定結果を図一4に示す。コーン指数は未改良土が $qc=4\text{kgf/cm}^2$ であるのに比較して、改良1日後には $qc\geq 8\text{kgf/cm}^2$ 、3日後には $qc\geq 12\text{kgf/cm}^2$ とダンプトラックの走行が可能でトラフィックビリティの確保が可能であった。この改良効果は改良材添加率の増加にともない顕著に現れる。



図一3 石炭灰改良材添加率と一軸圧縮強さの関係



図－4 コーン指数の深度分布

②重金属溶出試験結果

ブロックサンプリングした試料を用いて重金属溶出試験を実施した結果は、室内試験と同様土壌環境基準値以下であり、各測定値の傾向も同様であった。

表－3 現場重金属溶出試験結果（4層目、ブロックサンプリング）

土壌環境基準			改良材添加率 10%		改良材添加率 20%		改良材添加率 30%	
重 金 属 溶 出 量 (mg/l)*	項 目	基準値	材齢 7 日	材齢 28 日	材齢 7 日	材齢 28 日	材齢 7 日	材齢 28 日
	カリウム	0.01 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下	0.001 以下
	全鉄	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出
	鉛	0.01 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下	0.005 以下
	六価クロム	0.05 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下	0.02 以下
	ヒ素	0.01 以下	0.005 以下	0.006	0.005 以下	0.008	0.005 以下	0.005
	総水銀	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下	0.0005 以下
	セレン	0.01 以下	0.005	0.003	0.005	0.003	0.004	0.003

*有機塩素系化合物等 16 項目についても溶出量の測定を行ったがいずれについても土壌環境基準値以下であった。

6. まとめ

石炭灰改良材を浚渫粘性土に適用し以下のことが明らかとなった。

- ①改良材添加率を適切に設定することにより目的に合致した地盤改良が行え、かつ重金属の溶出など環境に与える影響がないことを確認した。
- ②改良後 1 日でコーン指数が $qc \geq 7 \text{ kgf/cm}^2$ となることからブルドーザなどの土工機械のトラフィカビリティ確保ができる。
- ③改良材添加率 20% のケースでは強度のばらつきが見られたことから実際の工事では、混合攪拌方法に留意する必要がある。
- ④試験室と現場での一軸圧縮強度の比（現場強度比）は本試験では 2 程度であった。実際の工事に適用するに当たっては今後データ蓄積を図る必要がある。

15. 沖縄県における代表的地盤のSTP 10cm区間打撃回数に関する一考察 (地盤データベースの利用例)

琉球大学工学部生 ○玉寄 梨奈子

琉球大学工学部 原 久夫

琉球大学大学院 大城 祐子

1 はじめに

琉球大学工学部土質地盤工学研究室では、過去約 10 年にわたる沖縄県内各地で実施されたボーリング調査結果を収集整理し、データベースの作成¹⁾²⁾³⁾⁴⁾を行っている。本文はその一利用例として、これまでに得られている結果の中でもっとも資料収集量の多い那覇市、中城湾港地区の柱状図をもとに、沖縄県における代表的な地質である島尻層泥岩、琉球石灰岩、沖積粘土層について、その N 値データを抽出し、工学的な特徴を検討したものである。

柱状図の N 値データには 10cm 貫入での打撃回数も記録、記入されているが、この 10cm 貫入打撃回数はこれまで有効に利用されてきたとはいえない。本文では、沖縄県の代表的地層に対する 10cm 貫入打撃回数を調べた結果について報告する。

2 調査方法

調査対象とした地質は、島尻層泥岩（風化部）、琉球石灰岩、沖積粘土層の 3 つである。標準貫入試験における区間打撃回数に関する調査目的から、各層では次の部分を調査対象層とした。

- 島尻層泥岩：N 値 50 以上となる緻密な層の直上の風化部分(N>50 は含まない)
- 琉球石灰岩：N 値 50 以下の砂礫部分を含む琉球層群
- 沖積粘土層：自沈層を含まない、N 値 3 以上の在来粘土層

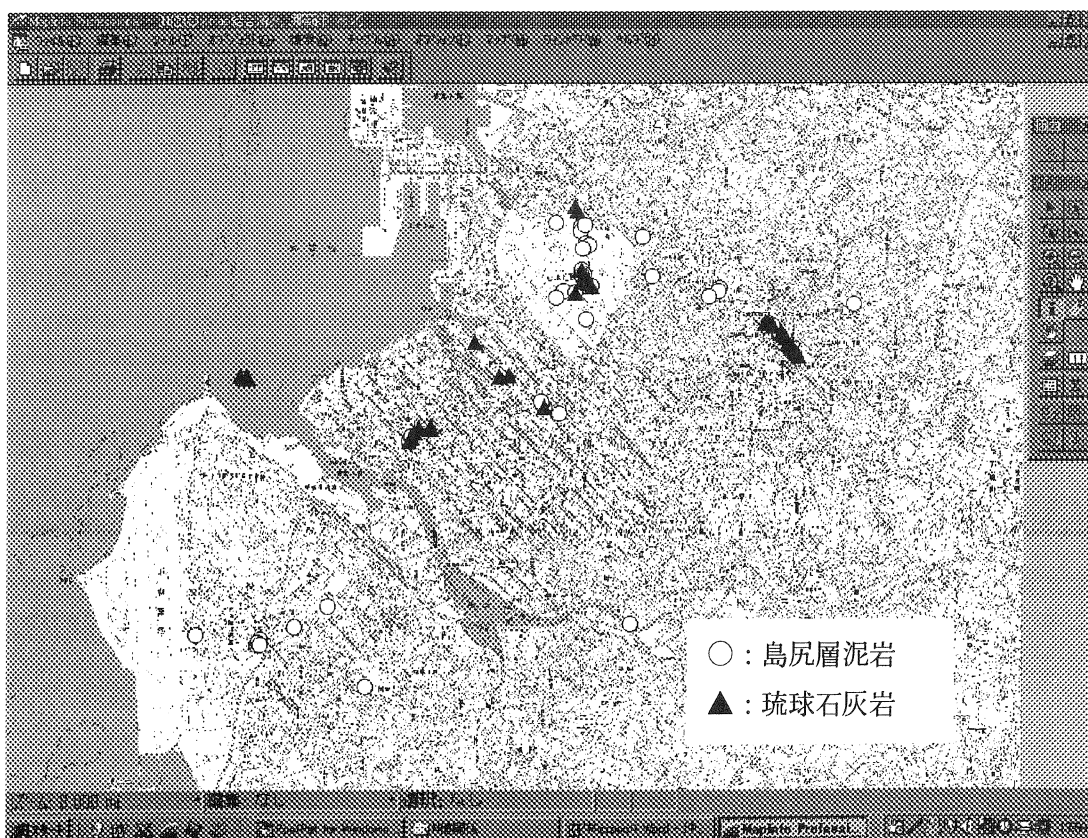


図 1

那覇市内で調査対象としたボーリングの位置

調査地域は、島尻層泥岩、琉球石灰岩については那覇市地区、沖積粘土層については中城湾地区であり、地層の特性を十分把握できる数量を確保した。調査対象としたボーリング位置を図1に示す。この図は、ボーリング位置や島尻層泥岩、琉球石灰岩などの有無に関する情報などを含むデータベース：Geo-Erkundungを利用して得られたものであり、Geo-Erkundungの検索機能から対象とする島尻層泥岩、琉球石灰岩が出現するボーリング柱状図を抽出する。その後、各柱状図から対象層のN値データについて10cmごとの貫入打撃回数を取り出し整理した。

3 10cm 区間の打撃回数

本文では、標準貫入試験における10cm貫入打撃回数を、浅いほうから順に N_{0-10} 、 N_{10-20} 、 N_{20-30} のうに表記する。図2は、島尻層泥岩（風化部）、琉球石灰岩、沖積粘土層の、 N_{0-10} と N_{10-20} 、 N_{20-30} の関係を

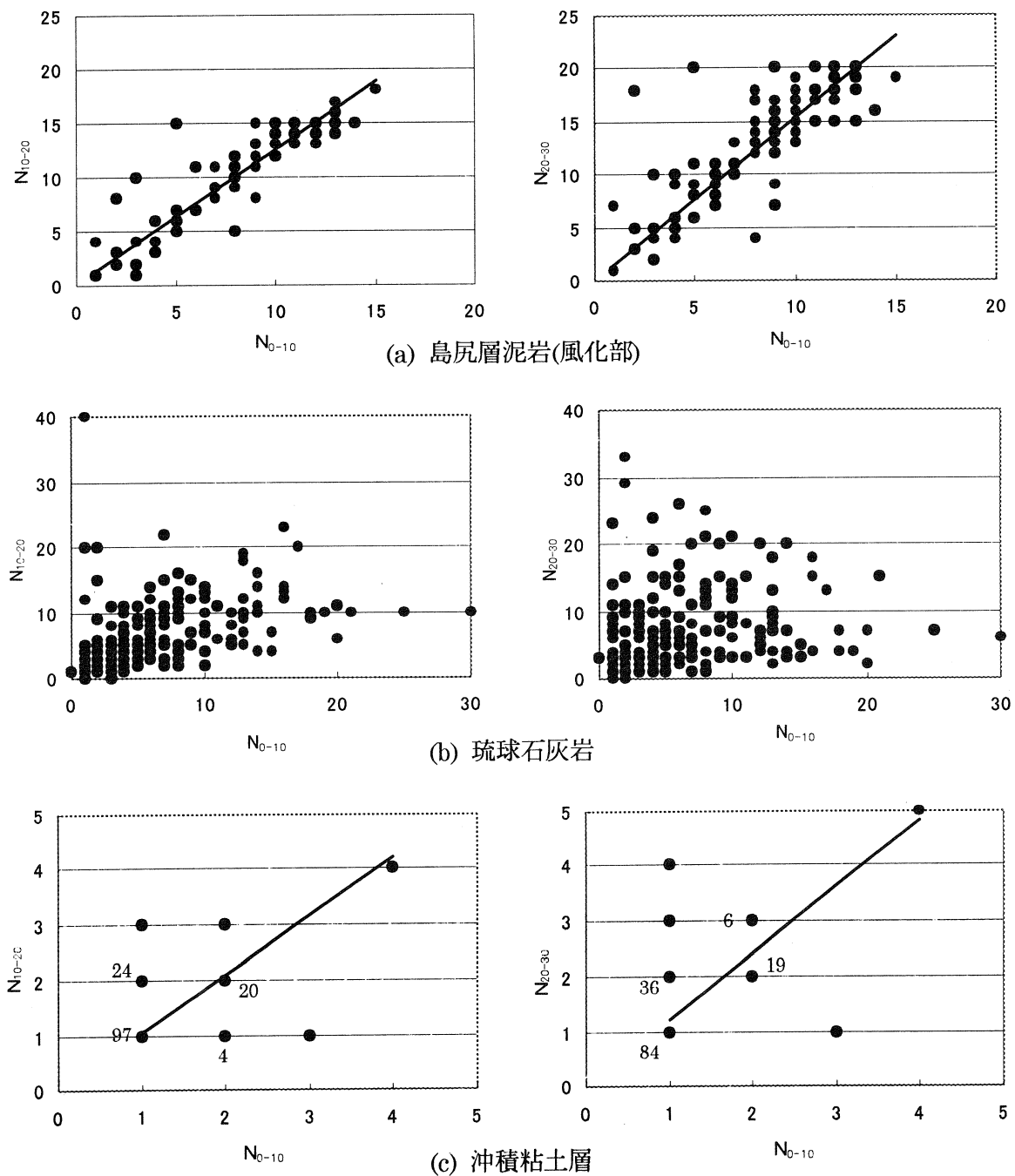


図2 各地層におけるSPT 10cm 区間打撃回数 N_{0-10} と N_{10-20} 、 N_{20-30} の関係

プロットしたものである。島尻層泥岩（風化部）と沖積粘土層のデータでは両者の相関性が高いことがわかる。これに対し、琉球石灰岩層ではばらつきが大きく、これは、琉球石灰岩層の N 値のばらつきを区間打撃回数の面から現したものとなっている。

表 1, 2 は各層の N 値, 10cm 区間打撃回数の平均値および標準偏差, 変動係数についてまとめたものである。表に示すようにどの地層においても 10cm 区間打撃回数は、深度が深くなるにつれ大きくなる傾向があるが、その増分は地層により明確な違いがある。島尻層泥岩（風化部）では 0～10cm 区間の打撃回数よりも、次の 10～20cm 区間の打撃回数は平均的に約 2.32 回増加するが、琉球石灰岩層では 0.313 回、沖積粘土層では 0.154 回の増加となる。この値は各層の深度方向の貫入抵抗の増加率に関連している。たとえば、沖積粘土層での 10cm 区間打撃回数の増分は 0.154 回であることから、深度が 1m 増すごとに N 値は、 $0.154 \times 3 \times \frac{100\text{cm}}{10\text{cm}} = 4.52$ 回増加することになる。同様に、島尻層泥岩（風化部）と琉球石灰岩での深度 1m あたりの N 値増分は 69.6 と 9.39 となり、島尻層泥岩（風化部）では急激に N 値が増加することがわかる。

また島尻層泥岩（風化部）と沖積粘土層では、区間打撃回数と区間深度にかなり良い直線関係があることから、中間値である N_{10-20} を 3 倍すればほぼ N 値となることがわかる。この 3 倍則に着目すると、この経験則から外れる N 値データは、その測定位置になんらかの地盤変状が存在する可能性がある。

表 2 に示す変動係数は、平均値に対する標準偏差の比率であり、異なる統計量のばらつきを比較する目安となる。琉球石灰岩では、N 値、区間打撃回数の変動係数は 0.72～0.97 と大きい。この値は、島尻層泥岩（風化部）や沖積粘土層の変動係数と比較すると約 2 倍であり、琉球石灰岩層における N 値のばらつきが大きいことがわかる。琉球石灰岩層での N 値は大きくばらつくことは、従来から指摘⁵⁾⁶⁾⁷⁾されており、今回の区間打撃回数の調査からもこのことが確認できた。

表 1 平均 N 値と 10cm 区間打撃回数の平均

層種	島尻層泥岩（風化部）	琉球石灰岩	沖積粘土層
N 値	30.4	17.5	4.05
N_{0-10}	7.85	5.60	1.20
N_{10-20}	10.0	5.69	1.34
N_{20-30}	12.5	6.23	1.51
区間打撃回数の増分	2.32	0.313	0.154

表 2 10cm 区間打撃回数の標準偏差と変動係数

層種	島尻層泥岩（風化部）	琉球石灰岩層	沖積粘土層
N 値	標準偏差	12.5	12.7
	変動係数	0.411	0.727
N_{0-10}	標準偏差	3.41	4.92
	変動係数	0.435	0.877
N_{10-20}	標準偏差	4.31	5.08
	変動係数	0.430	0.892
N_{20-30}	標準偏差	5.29	6.04
	変動係数	0.423	0.969

4 まとめ

地盤データベースに一利用例として、沖縄島の代表的な地盤である島尻層泥岩(風化部)、琉球石灰岩層、沖積粘土層の N 値データについて収集、再整理し工学的な特徴を調べた。特に標準貫入試験における 10cm 貫入打撃回数に着目して、その深度ごとの変化、平均打撃回数、標準偏差、変動係数と地質との関わりを調べた。その結果を要約すると以下のようである。

1. どの地質においても区間測定深度が増加するにつれ、10cm 貫入打撃回数は増加するが、その増分は、地質によって大きく異なる。
2. その増分率から、深度 1m ごとの N 値増加量を求めると、島尻層泥岩(風化部)では 69.6、琉球石灰岩では 9.39、沖積粘土層では 4.56 となる。
3. 島尻層泥岩(風化部)、沖積粘土層では区間測定深度と 10cm 貫入打撃回数に良い直線性があることから、中間値である N_{10-20} を 3 倍すればほぼ N 値が得られる。
4. N 値のばらつきを変動係数で評価すると、琉球石灰岩層での N 値のばらつきの程度は、島尻層泥岩(風化部)、沖積粘土層の約 2 倍となることが示される。

参考文献

- 1) 石垣里彦, 久野聡, 上原方成, 原久夫: 沖縄の基礎地盤情報について(その 1), 第 4 回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp.31-32, 1991
- 2) 佐久田朝男, 諸喜多久, 上原方成, 原久夫: 沖縄の基礎地盤情報について(その 2), 第 6 回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp.15-16, 1993
- 3) 大城祐子, 赤嶺伴子, 上原方成, 原久夫: 沖縄県における地盤情報収集とそのデータベース化, 第 11 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.45-46, 1998
- 4) 赤嶺 伴子, 原 久夫, 上原 方成: 沖縄県におけるボーリング柱状図の収集とその利用について, 第 34 回地盤工学研究発表会平成 11 年度発表講演集, pp.251-252, 1999
- 5) 加納 静, 上原 方成, 原 久夫, 松島 良成: 琉球石灰岩層を有する地盤のモデル化(N 値の統計的処理), 第 10 回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp.29-32, 1997
- 6) 原久夫, 上原方成, 松島 良成, 加納 静, 琉球石灰岩層の N 値分布の統計的特性, 平成 9 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.480-481, 1998
- 7) 原 久夫, 伊野波 盛義, 松島 良成, 南西諸島における琉球石灰岩の分布とその工学的性質について, 破碎性地盤の工学的諸問題に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.109-114, 1999

16. GISソフトを利用した地質図の3D表示

有限会社モアイ, 琉球大学非常勤講師 渡辺康志

はじめに

GIS(地理情報システム)は空間データを蓄積、表示分析するシステムとして、近年、環境研究、行政、ビジネスなどの分野で広く応用されている。座標値(緯度経度、日本直角座標系)を与えて作成された空間データ(今回は地質図)は、同様の座標系で与えられたデータと重ね合わせて表示することができる。地質は地形と密接に関連しており、地形情報(標高データ)と重ねて表示すれば、得られる情報は飛躍的に増える。地形データを表示する方法としては、平面的な表現方法として等高線図がある。傾斜などの情報は等高線の粗密により比較的読みとりやすいが、ある地点の高低などは認識しにくい情報であり、地形平面図と地質図を重ね合わせて、地形地質の関係を考察しても、同様な点が不明瞭となる。これらの問題点を解決する手法として、地形情報を3次元表示(鳥瞰図)した上に地質情報を重ね合わせれば、地形の高低や形状と地表地質の関係が明瞭となり、これらの情報を十分把握することが可能になる。今回は、地形と地表地質との関係を直接示す表現方法として、コンピュータ上に構築された空間データである地質図を、標高メッシュデータを使って3次元表示する方法を報告する。

以下の図は、MapInfo 及び Vertical Mapper (MapInfo 社)によって作成した。また、紙面の都合上、これらソフトの概要や操作方法については説明しない。

1. データ準備

3次元地質図を作成する場合、準備するデータは、GISソフト上に展開された空間情報(地質図、地形区分図、空中写真など)と、各地点ごとの標高データである。標高データは、メッシュデータ(縦横等間隔の格子状地点の標高データ)として取り込む必要がある。標高データをメッシュデータで入力した場合、数キロ四方の50m間隔メッシュデータでも、かなりのデータ量になり、手作業でデータを作ることは実用的ではない。この点は、近年コンピュータ上で利用しやすい数値地図として、国土地理院より「国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)」がCD-ROMで供給されているので、これを利用することにより、問題は解決できる。

国土地理院50mメッシュデータを利用する場合、このデータフォーマットをGISソフトが直接読み込めないという問題があり、データ変換用のプログラムを作る必要がある。また、国土地理院メッシュデータは、経度方向2.25秒、緯度方向1.5秒の格子状データとして与えられている。この値を実際の距離に変換すると、沖縄付近で東西方向約63m、南北方向約46mとなり、長方形の格子になってしまう。等間隔のメッシュデータを得るためには、このデータより補間を行う必要がある。この補間操作はGISソフトに組み込まれているので、この機能を利用すればよい。このとき、補間操作により、より細かい間隔のメッシュデータを生成できるが、このようにして作成したデータの精度は、上述した国土地理院のメッシュデータの精度を超えないことは明白である。

2. 3次元表示例

国土地理院50mメッシュデータを利用して実際に作成した3次元地質図を示す。表層地質図を3次元で表示した場合、地形と地質との関係を直接的に知ることができ、考察する場合などに有効である。特に、地形との関係が密接な第四紀層を主体とする地質図を作成する場合非常に有効である。3次元表示は、視点や標高強調や種々のコントロールが可能であるので、種々の視点から眺めた図を表示することも可能である。図-3は、この機能を利用して、基盤岩と第四紀層の関係を考察するために作成した3次元地質図である。第四紀層の琉球石灰岩が基盤岩類(名護層千枚岩など)にアバットしている状況や、地形面と琉球層群の関係などを読みとることができる。

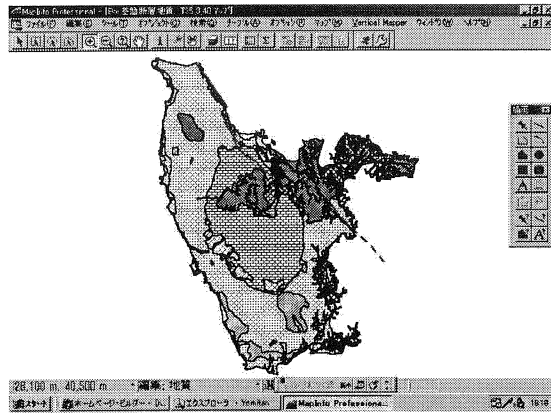


図-1 地質平面図

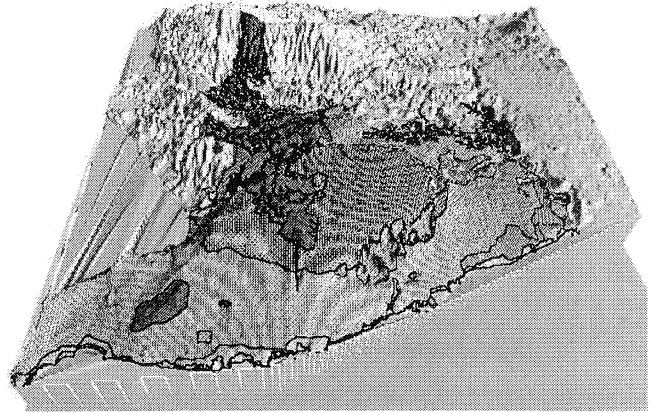


図-2 立体地質図

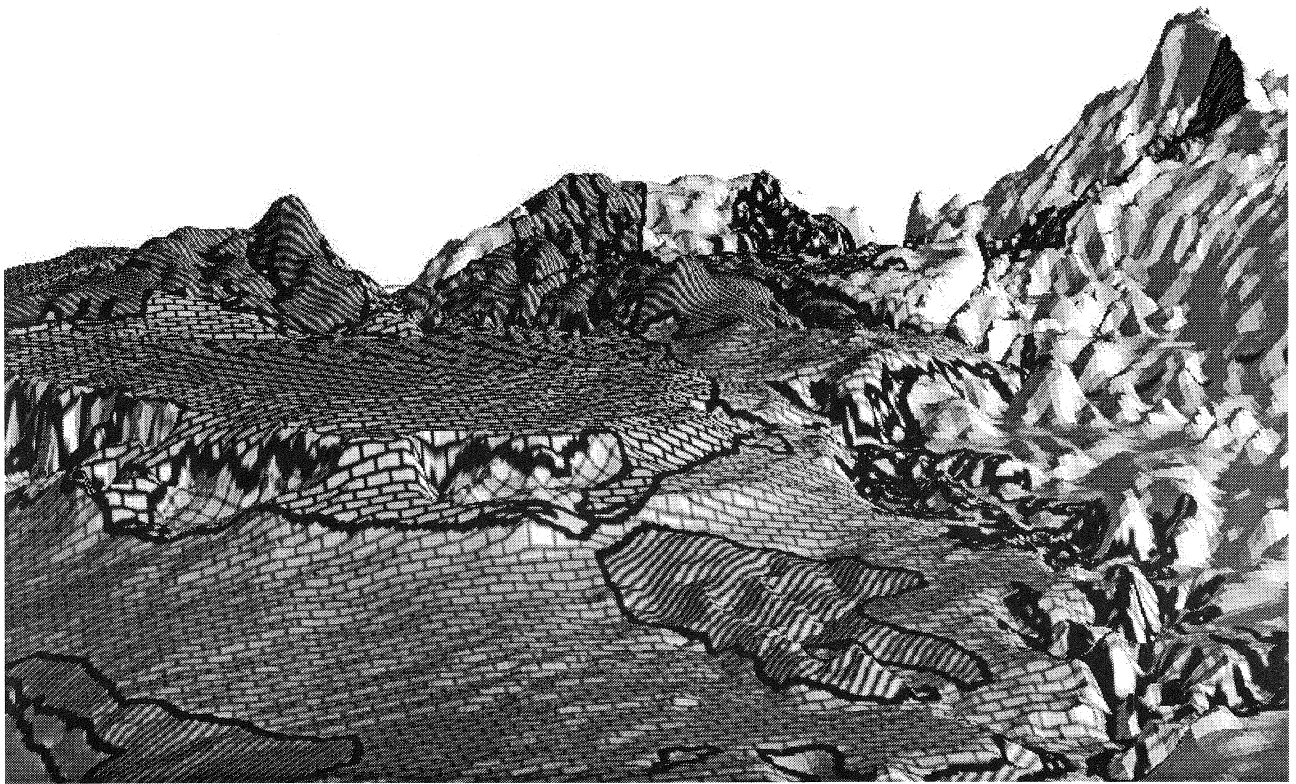


図-3 立体地質図(視点変更)

3. 地形図等高線利用によるメッシュデータの作成と3次元表示

3次元表示で、国土地理院50mメッシュデータを利用した場合、地表の細かな地形は表現されないため、より詳細な地形を表現したいとき、よりメッシュ間隔の狭い標高データが必要となる。このようなメッシュデータは市販されていないため、自作する必要がある。使うデータとしては1/2500国土基本図などの精度の高い地形図を準備し作業することとなる。

以下、このような場合のメッシュデータ作成法を示す。

① 目的の地形図（1/2500 など）をスキャナーで取り込む。さらに地質図と同じ座標系の座標値を読み込んだデータに与える。

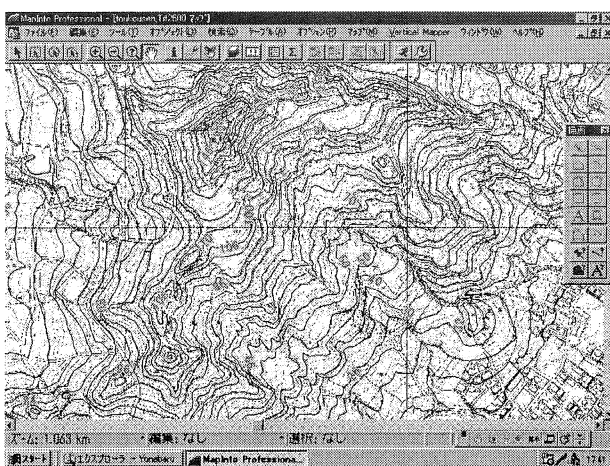
② 地形図をベースとして、等高線をトレースし（ラインデータ）、その標高データを与える。（図－4）この時、すべての等高線を拾う必要はない。④の操作で自動的に値を補間することとなるので、等間隔に密に等高線が存在する場合など省略できる。

③ ユーティリティソフトでポイントデータ化する。（図－5）

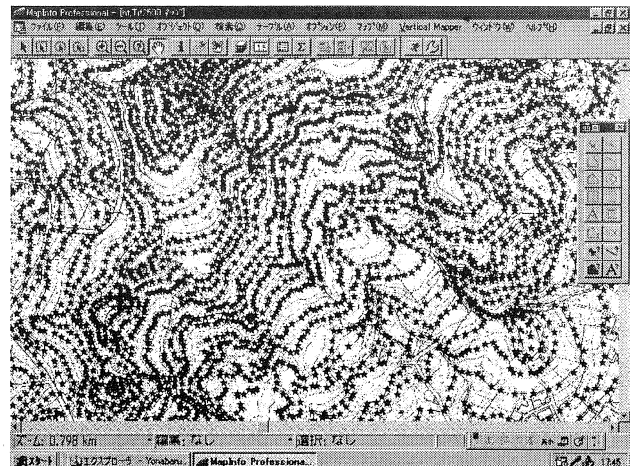
④ 標高ポイントデータのファイルより、メッシュデータを生成する。図－5のように不規則に存在する（入力した等高線上に生じている）データより、補間により、等間隔のメッシュデータを生成する。このときメッシュ間隔は任意に指定できる。

標高メッシュデータが生成できれば、3次元表示は前項の手順と同様である。

図－6、－7は、地滑り地形と地質を考察するために作成した3次元地質図である。等高線は、一定した傾斜の部分では4～6m間隔で、地形が複雑な場所や傾斜変換点などで、2m間隔でトレースし、ポイント生成した後、補間により10数m間隔の目種データを作成した。この場合、標高の精度も、最小2mで読み込んだ等高線程度であることは明白である。



図－4 等高線トレース



図－5 ポイントデータ変換

4. まとめ

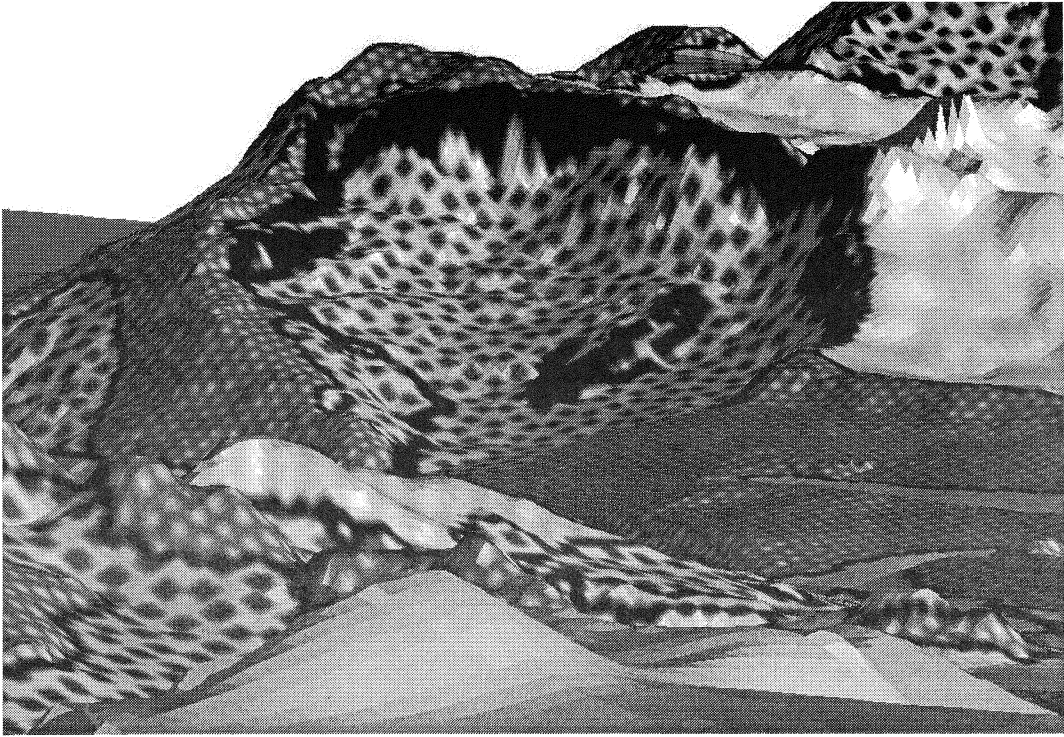
今回、GISソフト機能の一部である3次元表示を利用して、地表地質と地形の関係を理解しやすい図を作成することができることを示した。今後、特に第四紀の地質図や地滑りの地質図などにこの手法を応用して、より精度の高い地質図作成や種々の考察の手段、さらに、一般の人に理解しやすい地質図を作成することが可能となる。また、地質図以外にも、GISソフト上に展開した空間データは、このようにして3次元表示できるため、種々の応用図面を作成することができる。

参考文献

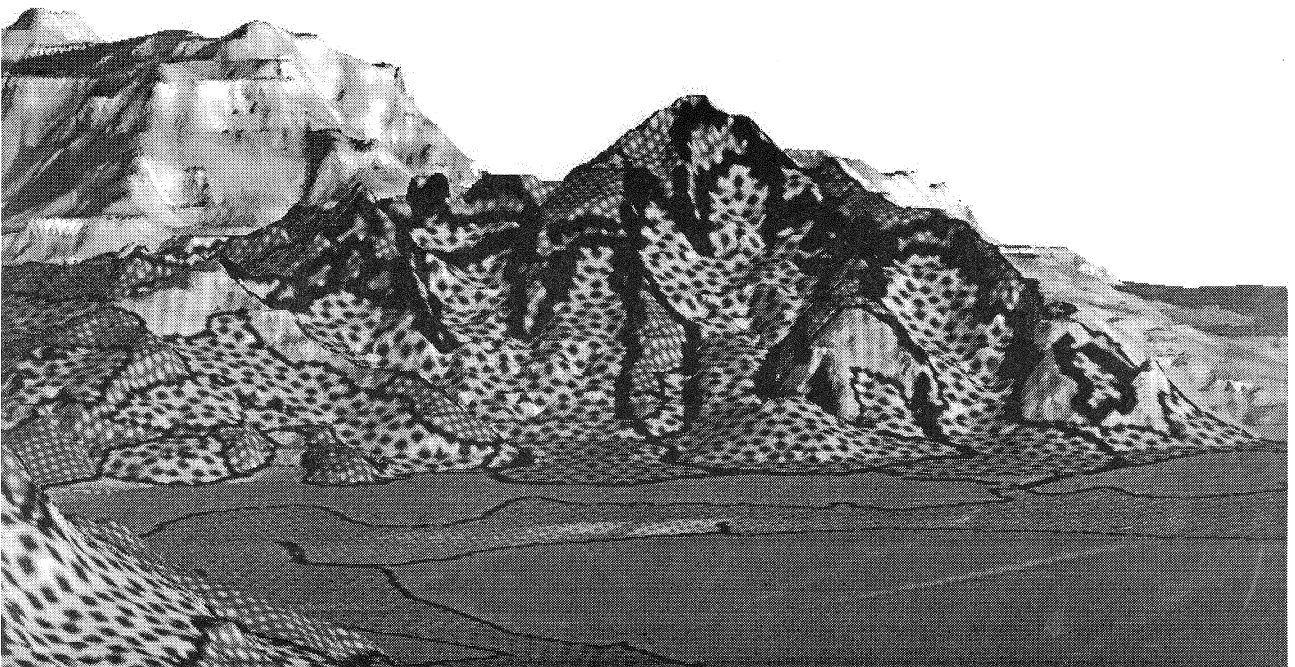
- 渡辺康志 数値地図と汎用ソフトを利用した図化・解析 沖縄大学地域研究所所報 No16 1998
- 渡辺康志 GISソフトを利用した地質図 沖縄大学地域研究所所報 No17 1998
- 渡辺康志 GISソフトを利用した地質図その2 沖縄大学地域研究所所報 No18 1999
- 渡辺康志 GISソフトでの50mメッシュデータ利用 沖縄大学地域研究所所報 No19 1999
- 渡辺康志 GISソフトを利用した地質図 地理情報システム学会第2回バーチャルカンファレンス

以上の参考文献は下記のホームページ上で公開している。

<http://www.okinawa-u.ac.jp/~ywatanahe/index.html>



図－6 地滑り 3 D地質図



図－7 地滑り 3 D地質図

17. 那覇市・浦添市におけるGISソフトを利用した地盤情報のデータベース化

琉球大学大学院生

○大城 祐子

琉球大学工学部学生

玉寄 梨奈子

琉球大学工学部

原 久夫

有限会社モアイ，琉球大学非常勤講師 渡辺康志

浦添市役所企画部企画課

金城英喜

1.はじめに

琉球大学土質地盤工学研究室では、過去数年にわたって、沖縄県における地盤情報の収集とそのデータベース化に取り組んできている。(1989年～1997年:柱状図4527本)

今回は那覇市と浦添市の2地域において、GISソフト（MapInfo Professional、以下MPと記す）を利用し、これら既存データ（表—1）に座標を与えて一葉の地図にまとめ、柱状図データベースの作成を行った。また作成した柱状図データベースを利用し、ある層の層厚図や基盤標高図などの概略的の把握も試みた。

表—1 ボーリング本数と深度（那覇市と浦添市）

那覇市		浦添市	
深度(m)	本数(本)	深度(m)	本数(本)
0～10	234	0～10	573
10～20	325	10～20	138
20～30	90	20～30	55
30～40	32	30～40	20
40～50	7	40～50	2
50～100	7	50～100	2
合計	695	合計	790

2.データベースの作成

GIS ソフトウェア (MP) を使用してデータベースの作成を行った。その機能と作業手順は以下のとおりである。

(1) ベースマップの作成

地形図（国土地理院：1/25,000）を画像データとして GIS ソフトに取り込み、地形図の地点を数カ所指示し、座標を与える。多くの場合、緯度・経度または日本直角座標系を使う。これにより以降行う作業のベースとなる地図が作成され、同じ座標系をもつデータがこの地図と重なる。

(2) ボーリング位置の作成 (図-1, 図-2)

MPでは、直接汎用ソフトのファイルを使用することができる。まず、汎用ソフトでIDナンバー（通し番号）とそれに対応している緯度・経度座標を入力する。MPで編集をすることによって、ボーリング位置を配置することができる。（1）に（2）を重ね合わせることで、ボーリング位置図が作成される。

(3) 柱状図データベースの作成 (図—3)

それぞれのボーリング柱状図をもとに、

- ・ID ナンバー（通し番号） ・地図番号（沖縄全島地形図 1/25000:国土地理院） ・ボーリング番号（地図番号に対応している） ・孔内水位（柱状図に記載されている水位） ・標高 ・掘削深さ ・沖積層層厚 ・沖積層基盤標高 ・琉球層群層厚 ・琉球層群基盤標高 ・島尻層群岩相
・島尻層群風化層厚

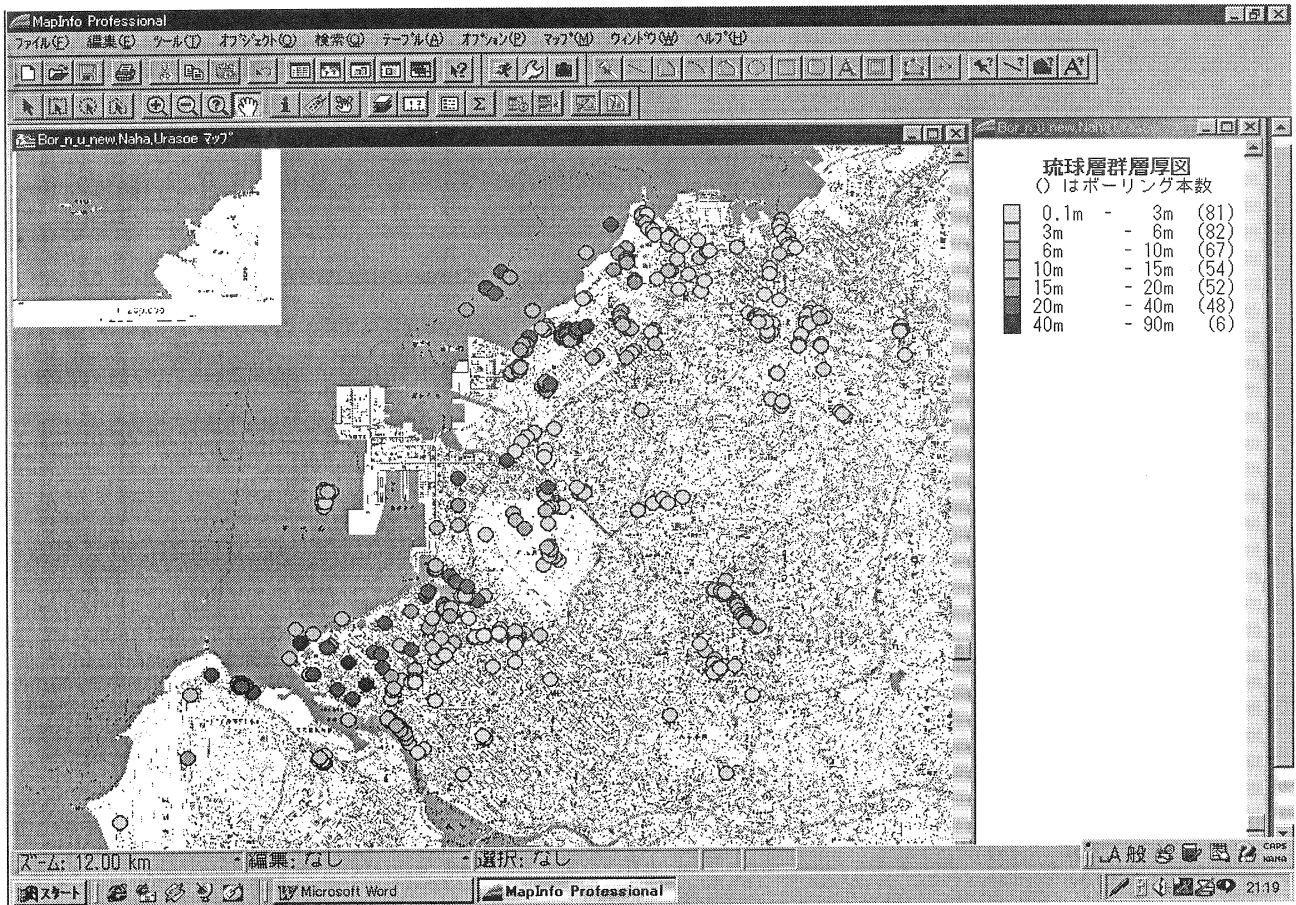
の以上 12 項目で GIS ソフトウェアを使用して、柱状図データベースを作成した。

(4) 柱状図へのリンク (図一4)

本研究室では、ボーリング柱状図に記載されている多くの地盤情報をできるだけ多く把握できるように柱状図をスキャナーで読み取っている。MP の機能により、これらボーリング柱状図（画像ファイル）と地図上のボーリング地点をリンクすることができ、直接ボーリング柱状図を確認することができる。

3. 主題図の作成

MP の主題図作成機能により、データベースを分析し視覚的に表すことができる。主題図とは、データベースのある項目について特定の値により色などを割り当てて、視覚的にその分布傾向などを理解させることを目的とした図である。この機能を利用し、作成したデータベースをもとに今回は那覇市と浦添市における沖積層層厚図・琉球層群層厚図・島尻層群岩相分布図・第四紀層基盤標高図（島尻層群上面分布標高）の 4 つの主第図を作成した。その一例として、琉球層群層厚図を示す。（図—5）



図—5 琉球層群層厚図表示例

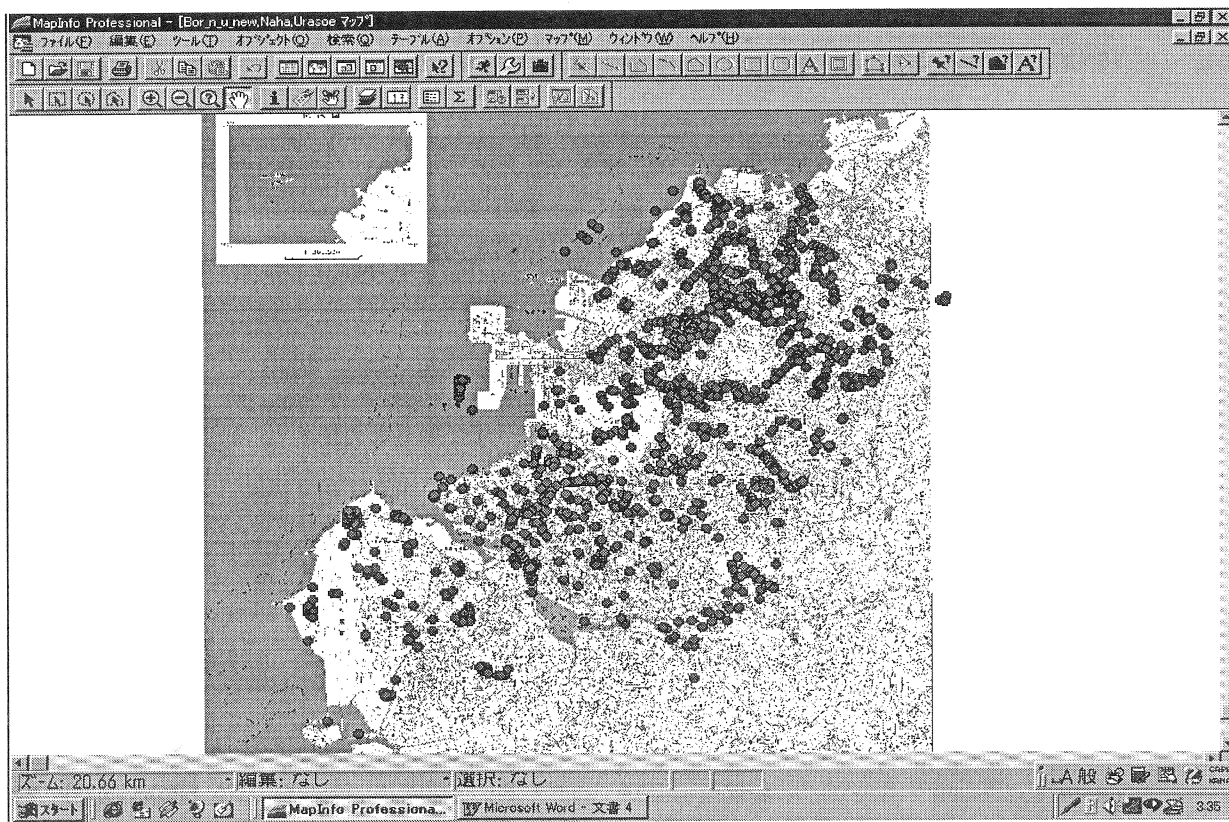
4. おわりに

今回は GIS ソフトを利用した地盤情報のデータベースの構築を試みた。これをもとにしていろいろな主題図を作成することで、地質学および土質工学といった諸特性を視覚的にまた概略的に把握することができる。今後の展開として那覇市と浦添市だけでなくその対象範囲を拡大し、そのことにより地盤情報のデータベース化は重要な役割をもつことになると考えられる。

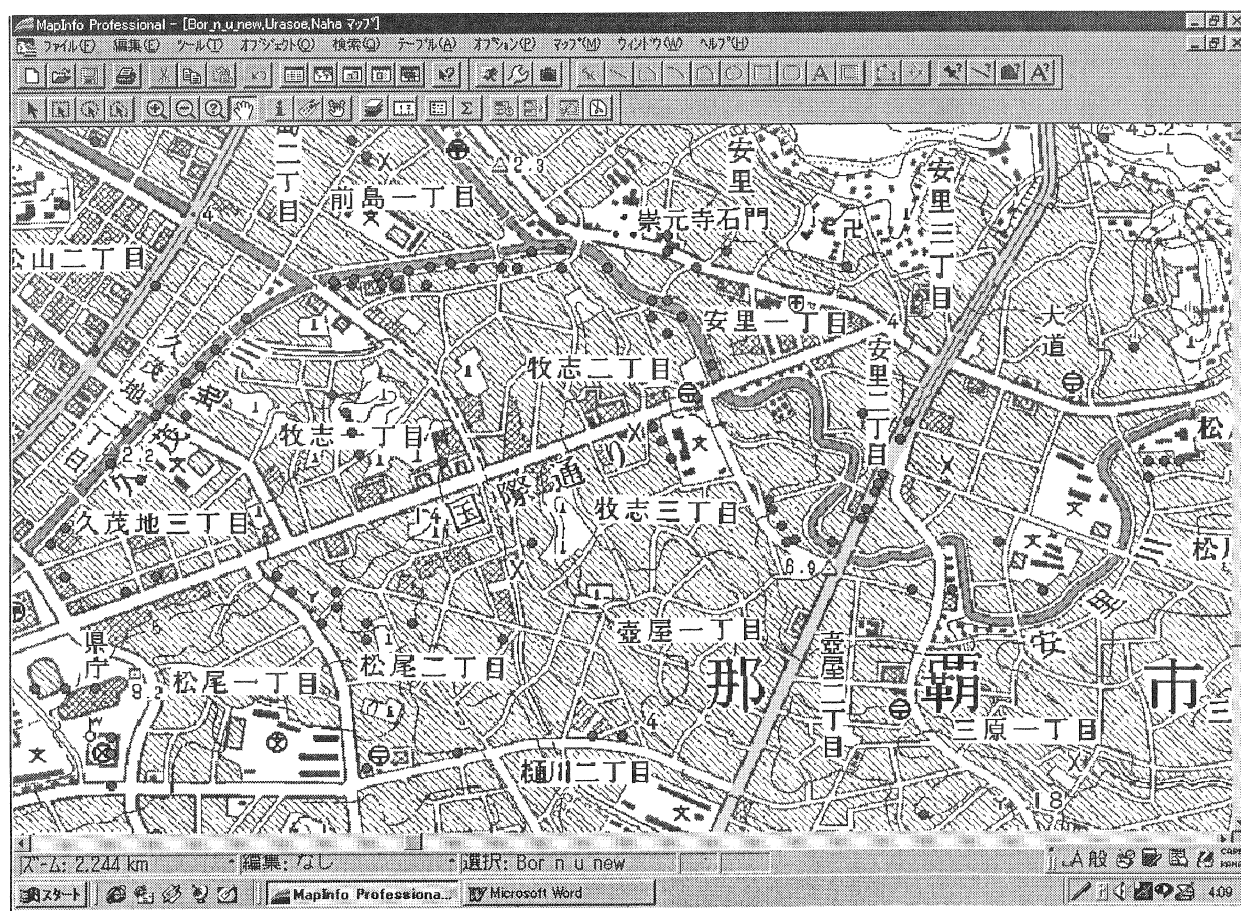
最後に、那覇市域のボーリング柱状図（1989 年～1997 年）は県内外の各コンサルタントより提供していただいたものであり、浦添市域のボーリングデータには、浦添市役所企画課ボーリングデータファイリングシステムデータ（約 800 本）が含まれている。ここに心より謝意を表します。

参考文献

- 1) MapInfo Professional ユーザーズガイド：三井造船システム技研株式会社
- 2) 渡辺 康志：GIS ソフトを利用した地質図，沖縄大学地域研究所所報 17 号 1998
- 3) 数値地図 25000 沖縄：国土地理院



図一1 ボーリング位置図（全体図）



図一2 ボーリング位置図（拡大図）



図-3 ボーリング番号 111 における柱状図データ表示例

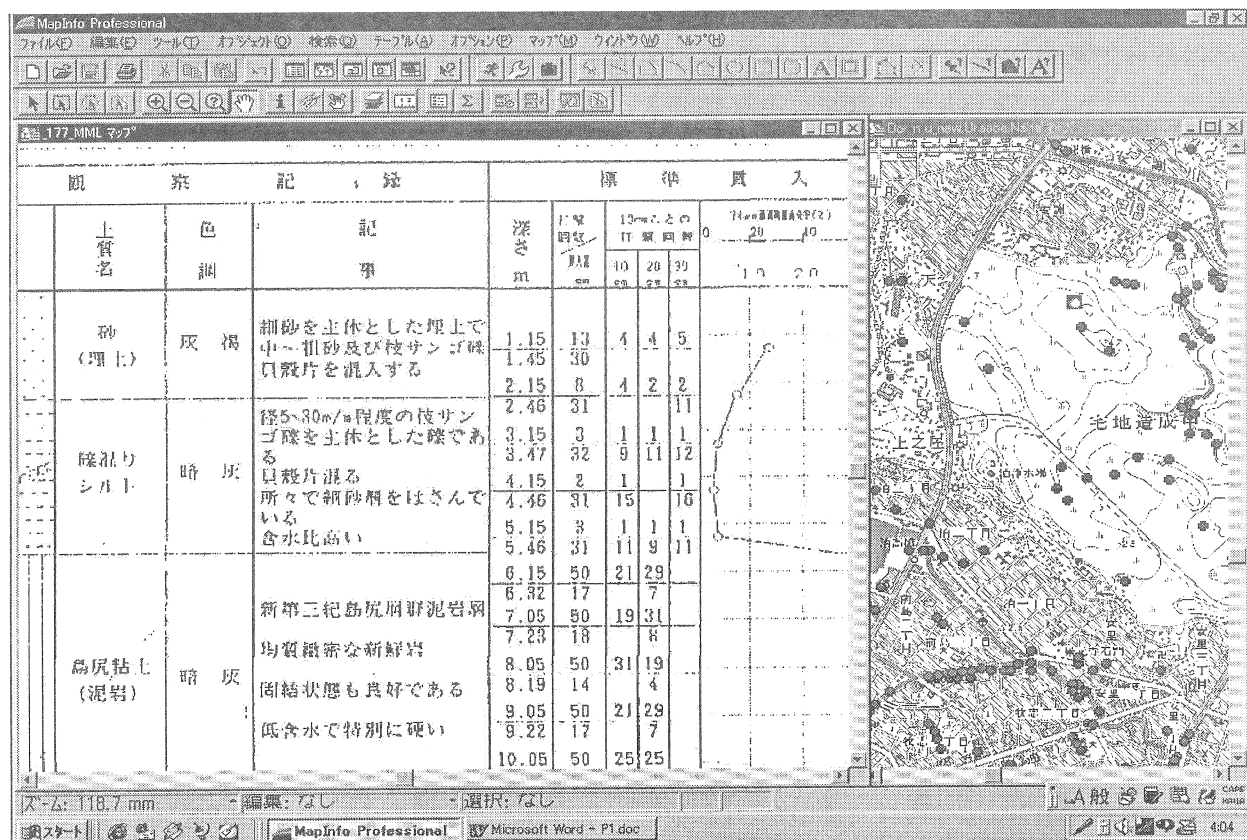


図-4 柱状図表示例

18. 電気探査法による空洞調査（その2）

大和探査技術（株）○ 高久 和彦
小 疇 央
古 市 周二
沖 縄 基 礎 （株） 仲 嶺 朝 信

1. はじめに

沖縄地方には石灰岩が分布し、その石灰岩は溶蝕作用を受けて空洞が発生している地点があり、これら空洞は建設基礎地盤としては不適な場合が多い。そこで空洞状況を明らかにする必要が生じ、その調査手段として電気探査法（高密度電気探査法）を用いる場合も多い。今回もこの手法によって石灰岩中の空洞調査を行った例を報告する。前回の報告は、中生代与那嶺層中の巨礫石灰岩中に存在する空洞であったが、今回は第四紀琉球層群の石灰岩中に在る空洞を探索対象とした。

2. 地形・地質

本報告の対象となった地点は、沖縄本島中南部に位置し、標高は50～65mの丘陵地状の地形である。地質構成は、上部より琉球層群、島尻層群の順で分布し、それぞれの土質・岩石構成は前者が未固結な国頭礫層と未～半固結状の琉球石灰岩であり、後者が与那原層の泥岩という構成になっている。その状況は本地点に近接した深度30mのボーリングB-5（図-1）に記載してある。空洞調査対象となった地層は前述のとおり琉球石灰岩である。ボーリングB-1は本探査地点にあって電気探査測線L-2上のチェックボーリング結果である。

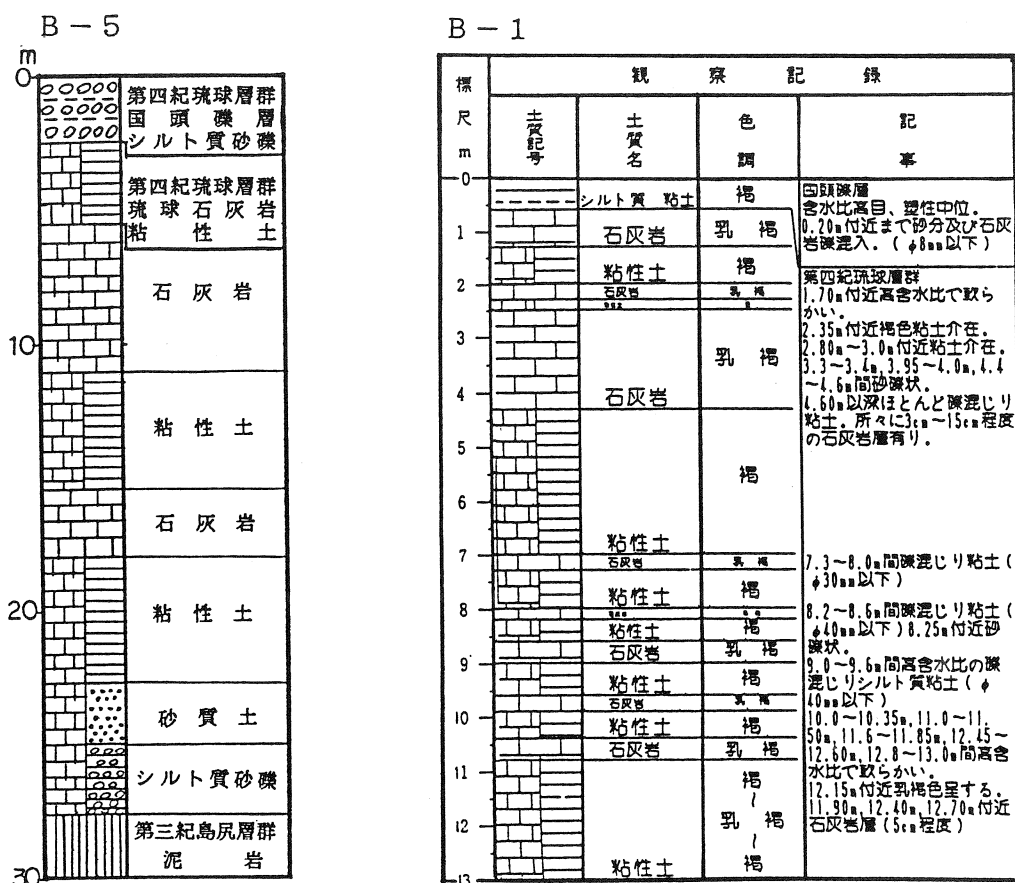


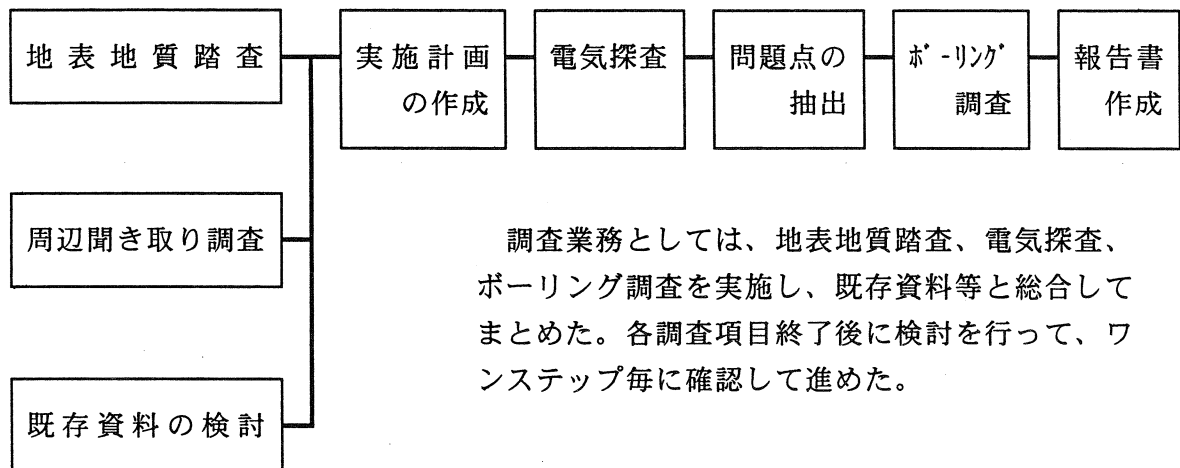
図-1. ボーリング柱状図

3. 空洞の探査方法

地下空洞を間接的な非破壊法で調査する方法として現在は、本地点で採用した高密度電気探査法の他に地下レーダ探査法等があり、それぞれ一長一短がある。本地点にあっては空洞探査対象深度を10～15mまでとしたことにより電気探査法によった。地下レーダも探査計測機の改良によって探査対象深度が増加する傾向にある。

4. 空洞調査手順

下記のフローチャートに示す手順によって業務を進めた。



図－2．業務手順フローチャート

5. 地層（空洞）と比抵抗値

地層・岩石の比抵抗値は、間隙の状況すなわち間隙分布、間隙の大小、間隙内の含水状態で異なる。これらは、地層・岩石の生成時代（固結岩に関連）および風化の程度に支配されることから測定された各岩石の比抵抗値は非常に広範囲に分布している。したがって、比抵抗値のみで地盤状況を判断することができず、他の手法によって得られたデータと併せて地盤状況を判断する必要がある。

本地点にあって、比抵抗断面を解釈するに際して比抵抗値と地層（空洞）との関係となる基準を下記のように考えた。

表－1．地層と比抵抗値の大・小

地 層 ・ 岩 石 名		比抵抗値の大小
盛 土 お よ び 沖 積 層		小
国 頭 礫 層		中（？）
琉球石灰岩	板状石灰岩	大
	石灰岩礫混り粘性土	小
島尻層群	泥 岩	小

地層と比抵抗値の大小は上記であるが、目的の空洞調査は、琉球石灰岩の分布する地点を対象としており、琉球石灰岩中の空洞の状況と比抵抗値は次図を基準とし、また地下水面の上下との関連も併せて記した。

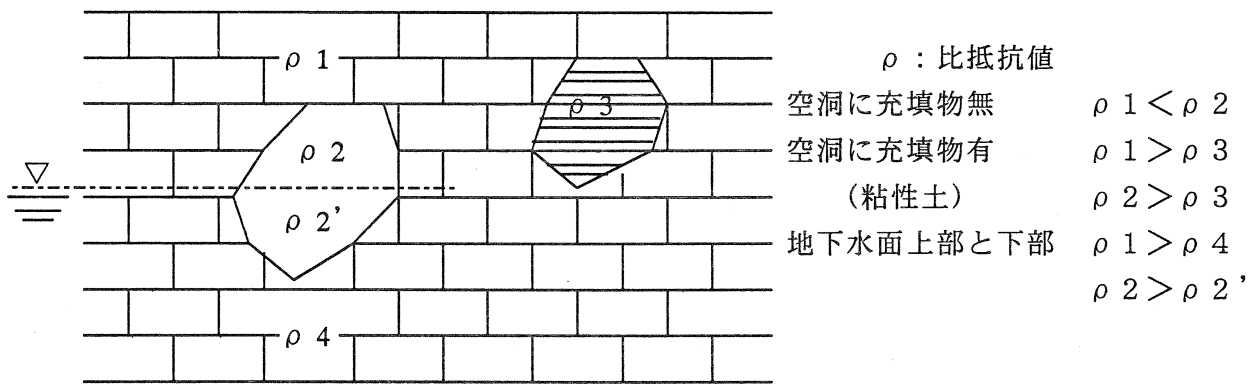


図-3. 空洞・地下水と地層の比抵抗値

6. 比抵抗断面の解釈

測定によって得られたデータをシュミレーション解析し、各測線毎（4測線）に地層の比抵抗分布状況を求めた。これによると地層の比抵抗値は、 $20 \Omega \cdot m \sim 640 \Omega \cdot m$ である。この比抵抗値をカラー表示すると色調が赤白→黄色→緑色→青色に変化するに従って比抵抗値が大きくなっている。

測定結果としての4測線全体を大局的に観ると、いずれの断面にあっても深度-5m～-7m付近に地層の境界が存在するのではないかと判定される比抵抗値の境界が水平に在る。この境界は、ボーリング調査結果より、上部は下部と比較して含水量が低く、下部はボーリングコア観察で、「高含水比の礫混り粘土」の記事が顕著となっており、この傾向は3ヶ所ともに同じである。したがって、この境界は、含水比の大小による境界と判定した。

以下に解析例として図-4（測線L-2、電極間隔2.5 m × 30極=75m）を示す。空洞と判定される区間は、測点No16～No17間と、測点No23～No24付近である。前者は、以前に地表が陥没してその跡を充填している。後者も、充填物の在る空洞と判定される。これらは、前項の、「空洞に充填物（粘性土）有」で $\rho_1 > \rho_3$ のケースである（ $480 \sim 640 \Omega \cdot m$ ）。

測点No13～No15間、および測点No20付近の高比抵抗部は、 $\rho_1 < \rho_2$ のケース、すなわち空洞に充填物が無い状態とも想定されるが、ボーリング調査結果では、板状の琉球石灰岩を主とし、含水比の小さい地層であることが判った。

測点No1～No12間および測点No25～No30間の低比抵抗部（ $20 \sim 80 \Omega \cdot m$ ）は盛土区間である。地山を掘削し土をほぐし展圧して盛土しても土は元の固結状態に復元せず、空隙率が大となり含水することによって低比抵抗値で検出されている。この状態は、造成前の地形図と対比させてみると整合する。

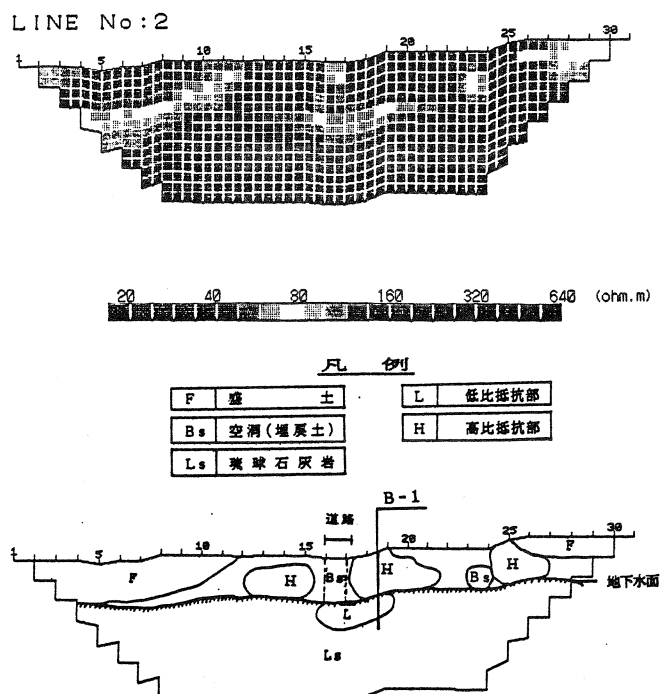
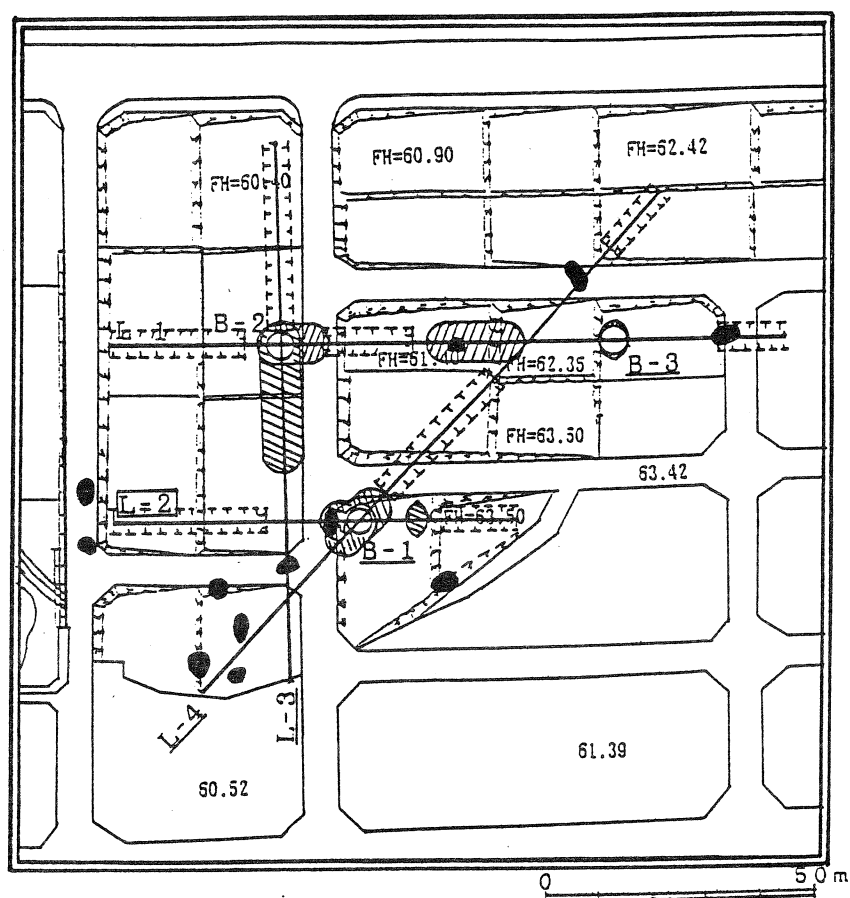


図-4. 比抵抗断面図及びその解釈図（L-2測線）



左図は、調査位置図および調査によって異常と検出された区間および過去に地表陥没が生じた地点等をまとめたものである。

調査数量

電気探査		
L-1	125m	計 425m 2.5mピッチ
L-2	75m	
L-3	100m	
L-4	125m	
ボーリング		
B-1	13m	計 41m
B-2	15m	
B-3	13m	

- 凡 例
- L-1～L-4
電気探査測線
 - B-1～B-3
ボーリング地点
 - 埋 戻 跡 (空 洞)
 - 電気探査による異常 (G L.0～7m)
 - 電気探査による異常 (G L.5～7m)

図－５．調査結果平面図

7. まとめ

空洞調査に電気探査法を適用した場合に地層の比抵抗値のみで空洞の有無を判定することは難しい。周辺の地層と空洞内に充填物の有無、また充填物の種類等の電氣的性質によって比抵抗値が異なるために、確定には、ボーリング調査等の併用が必要である。しかし広範囲に調査ができ、地層の異状を検出できる面では有効な手法である。

19. 本部半島における地盤変形解析及び地すべり対策例

パシフィックコンサルタンツ株式会社 片野田 隆宣 ○小川 浩一
キーワード

地すべり、動態観測、橋台、抑止杭、有限要素解析

1.はじめに

沖縄県今帰仁村崎山地区内に建設が進められている平敷伊豆味線沿線は、地形・地質的特徴から多くの地すべり及び崩壊地形が分布している。過年度までの調査で、3号橋A2橋台は地すべりブロック内に存在していることが判明したことから、橋台背面の斜面においてボーリング調査及び動態観測を実施し、地すべり面の深度、地すべりの進行程度を確認するとともに、対策工として地すべり抑止杭の設計を行った。

本報告では、当該地の地すべりの概要、地すべり抑止杭の諸元を述べるとともに、既設橋台に対する対策工を行うことから、有限要素法を用いた地盤の変形解析を行い、施工前～施工後に進行する地すべりによる地盤変位が橋台へ及ぼす影響について検討した結果を報告する。

2.地すべりの概要

1) 地形・地質

当該地は、沖縄本島北西部の本部半島北部に位置する。地形は山間地であり標高 100～250m 程度、斜面の傾斜は 10～40° 程度、総じて浸食が進行しているため稜線部は比較的緩やかな尾根形状を呈している。走向傾斜は NE 走向北傾斜を示すものが卓越し、周辺には多くの地すべり及び崩壊地形が分布している。

地質は、中生代白亜紀の与那嶺層の粘板岩と石灰岩を基盤と（部分的に凝灰岩及びチャートを含在）、その上位に崩積土が分布している。崩積土は層厚 10～15m 程度の粘性土を主体として、土砂化した粘板岩及び石灰岩を含む。粘板岩は層理面に沿って分離し易く、風化によって土砂化し易い性状を有し、GL-20m 付近までは強風化部を呈している。一方、石灰岩は塊状の産状を示し、緻密で割れ目が少ない岩盤状況であるが、粘板岩との境界部では破碎され、割れ目や空隙が発達している。

2) 地すべり

橋台付近の地すべりの状況を図-1、各ボーリング孔における動態観測結果（地中変位計）を図-2 に示す。すべり面は図-3 に示すように、①崩積土と粘板岩の地層境界のすべり、②粘板岩と石灰岩の地層境界のすべりの存在を確認した。すべり面①は、B-2 地点 G.L.-8.5m 及び B-3 地点 G.L.-15m の地層境界付近に発生する進行性の微小変位から、また、すべり面②は、B-2 地点 G.L.-20m 付近の地層境界付近に発生する微小変位と地表踏査及びボーリングコア観察等の調査結果を総合的に判断して決定した。

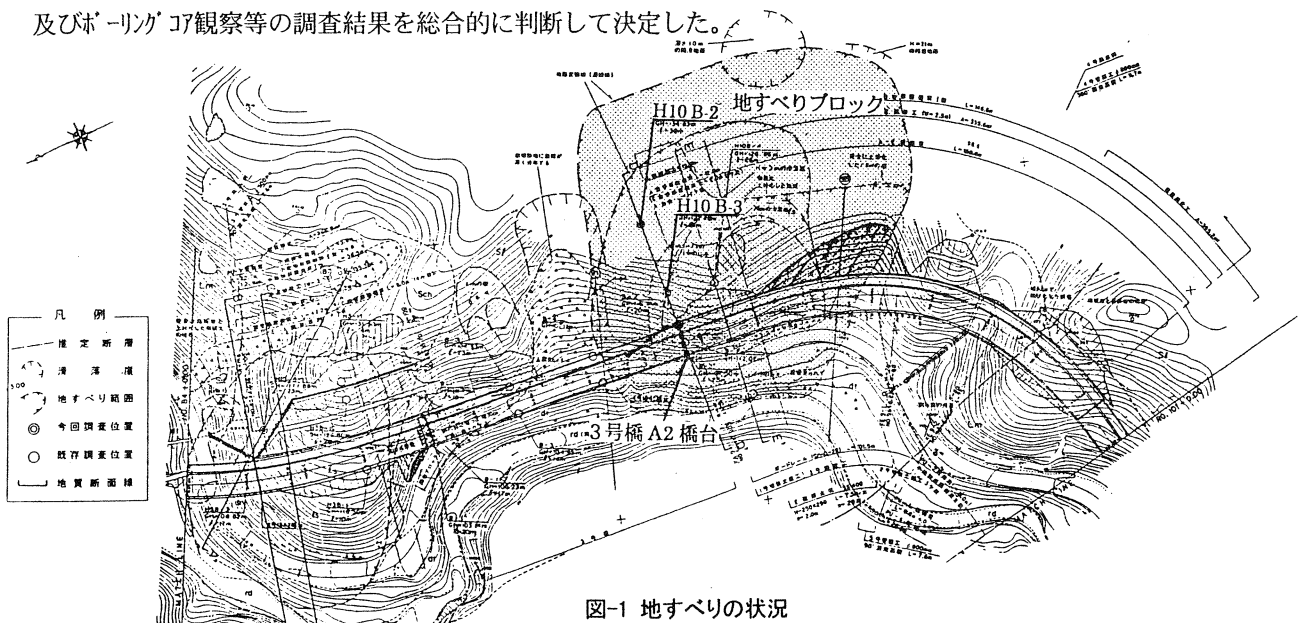


図-1 地すべりの状況

The case of 2D FEM analysis for landslide and engineering measure to prevent landslide in the Motobu Peninsula by
T.katanoda,K.ogawa(Pacific Co.,Ltd)

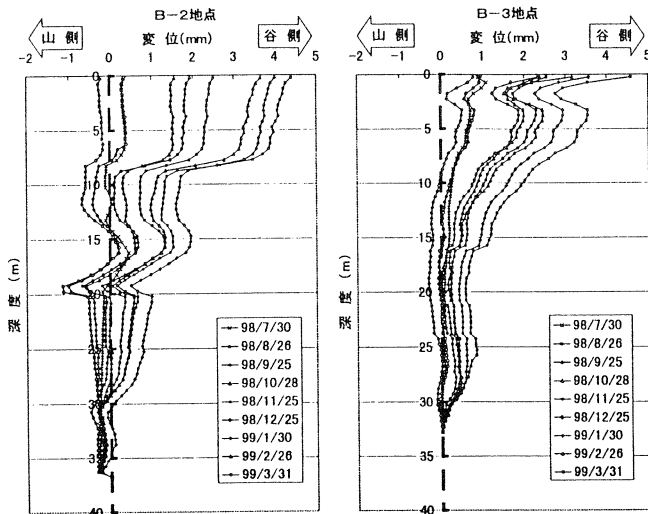


図-2 動態観測結果(地中変位計)

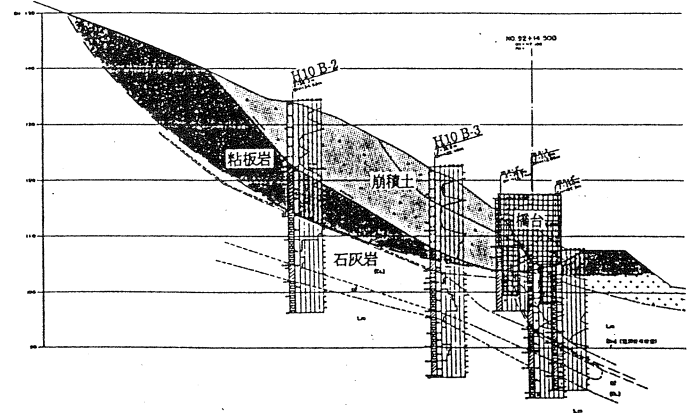


図-3 地質断面図

3. 対策工の設計

1) 必要抑止力

動態観測結果を基に現況の地すべりの安全率を 1.0～1.05 として、各すべり面に対する地盤の強度定数を逆解析によって推定した。表-1 に各地盤の強度定数と計画安全率を 1.2 とした必要抑止力を示す。地すべり抑止杭の設計に際しては、最大抑止力である 1480(kN/m)を採用した。

表-1 地盤の強度定数と必要抑止力

すべり面	現況の安全率	$C(kN/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	必要抑止力(kN/m)
①	1.00	14.7	19.8	895
②	1.05	19.6	20.6	1480

2) 地すべり抑止杭の諸元

地すべり抑止杭は、杭背面(谷側)に橋台が存在しているためにモーメント杭として設計を行い、図-4 に示す配置とした。なお、対策範囲は地すべりの方向や橋台への影響を考慮し、必要最小限となるように設定した。抑止杭の諸元及び断面力計算結果を表-2 に示す。

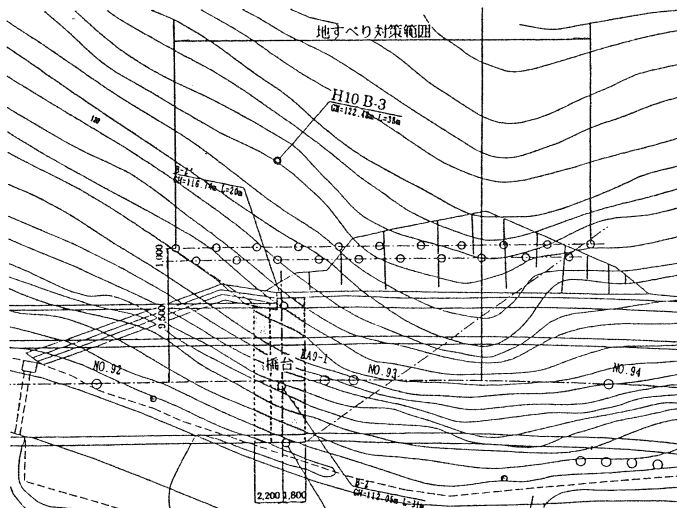


図-4 抑止杭配置図

表-2 抑止杭の諸元及び断面力計算結果一覧

鋼 材		STK400及び同等品
許容応力度	長期許容応力度	
	せん断: $80N/mm^2$	
	曲げ: $140N/mm^2$	
杭 径		$\phi 600mm$
肉 厚		16mm
杭 長		21.0m
根入れ長		7.0m
杭 間 隔		1.6m(千鳥配列)
せん断力	発生位置	杭頭から14.0m
	最大値	370kN
曲げモーメント	発生位置	杭頭から5.66m
	最大値	527kNm
変 位 量	発生位置	杭 頭
	最大値	5.56cm
せん断応力度 τ_s		$13.5N/mm^2$
曲げ応力度 σ_s		$135N/mm^2$

4. 有限要素法を用いた地盤変形解析

地すべり抑止杭は既設橋台に近接しており、対策工の有無によって地すべりに起因した地盤変位が橋台及び基礎の深礎杭に及ぼす影響を検討する必要があることから、地盤の変形について有限要素法を用いた2次元解析を行い、地盤の変位量と構造物の安定性についての検討を行った。解析モデルは線形弾性モデルとして、深礎杭を梁要素として表現し、すべり面及び構造物と地盤境界にはジョイント要素を配した。

検討ケースは、図-5,6 の解析モデル概念図に示すように、すべり面②について抑止杭が無い場合、及び抑止杭を施工した場合の2ケースを想定し、地盤の変位量と深礎杭の変位量及び変位に伴って発生する深礎杭断面

の応力度に着目した解析を行った。なお、解析に際して抑止杭が無い場合の地すべりの変位量は深度方向に一様であり、抑止杭を施工した場合の地盤の変位量は抑止杭の変位モードと近似するものと仮定し、前者では B-3 地点の移動層のモデル接点、同様に後者では抑止杭設置位置に強制変位を与え、深礎杭の変位量と発生する応力度を算出した。

変位量に係わる評価は、深礎杭の許容変位量である杭径の 1%^{*1} を基準とし、発生する応力度は深礎杭の設計時の許容応力度を評価基準とした。表-3 に物性値一覧を示し、以下に検討結果を記す。

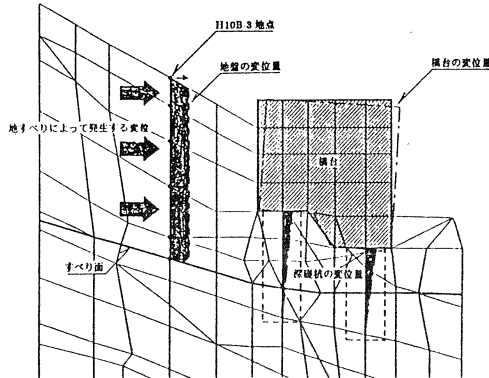


図-5 解析モデル概念図(抑止杭が無い場合)

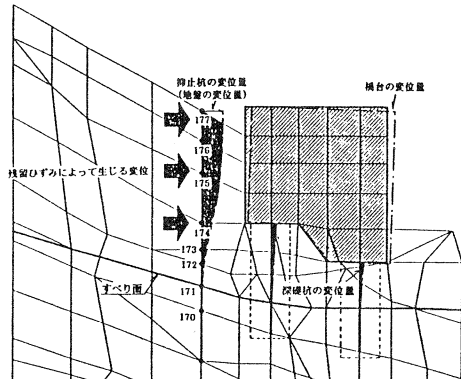


図-6 解析モデル概念図(抑止杭を施工した場合)

表-3 物性値一覧

材料名	湿潤密度 $\rho(\text{t/m}^3)$	弾性係数 $E(\text{N/mm}^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C(\text{N/mm}^2)$	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$	接線弾性係数 $K_s(\text{N/mm}^2)$	垂直弾性係数 $K_v(\text{N/mm}^2)$
地すべり土壌(砂質泥炭層) (ls-cl)	1.80	9.22E+03	0.400	147	198	-	-
粘り土 S	CH	213	5.88E+04	0.400	196	206	-
	CL~CM	257	9.81E+04	0.300	460	350	-
石灰岩	CM~CL	2.70	3.92E+05	0.300	460	400	-
	多孔質岩盤 CH	257	9.81E+04	0.300	460	350	-
深礎杭(鋼管)	-	4.20E+07	-	-	-	-	-
コンクリート要素	-	-	-	-	-	3.43E+02	9.22E+03
橋台 ²	①	250	1.40E+07	0.167			
	②	250	3.43E+07	0.167			
	③(山側)	250	7.65E+07	0.167			
	③(中央)	250	6.64E+07	0.167			
	③(谷側)	250	8.90E+07	0.167			

^{*2} 橋台の弾性係数は部材の厚さ補正を行っている。

検討ケース①(施工前及び施工中の地盤変位量と深礎杭の変位量に関する検討)

地盤の変位量と深礎杭の変位量の関係を図-7、深礎杭の変位量と発生する応力度の関係を図-8 にまとめる。解析結果から、地盤の変位量と深礎杭の変位量の関係は $y=0.62x+0.2$ で近似され、深礎杭の変位量が許容変位量(3cm: 杭径 $\phi 300\text{cm}$ の 1%) と等しくなるのは地盤の変位量が 4.5cm の場合である。また、深礎杭の変位量が許容変位量に達した場合でも、深礎杭に発生する応力度は許容応力度内にある。従って、抑止杭が無い場合の地盤の許容変位量は 4.5cm 程度となること が判る。

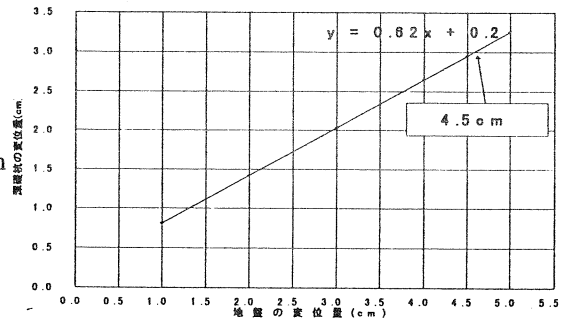


図-7 地盤の変位量と深礎杭の変位量の関係

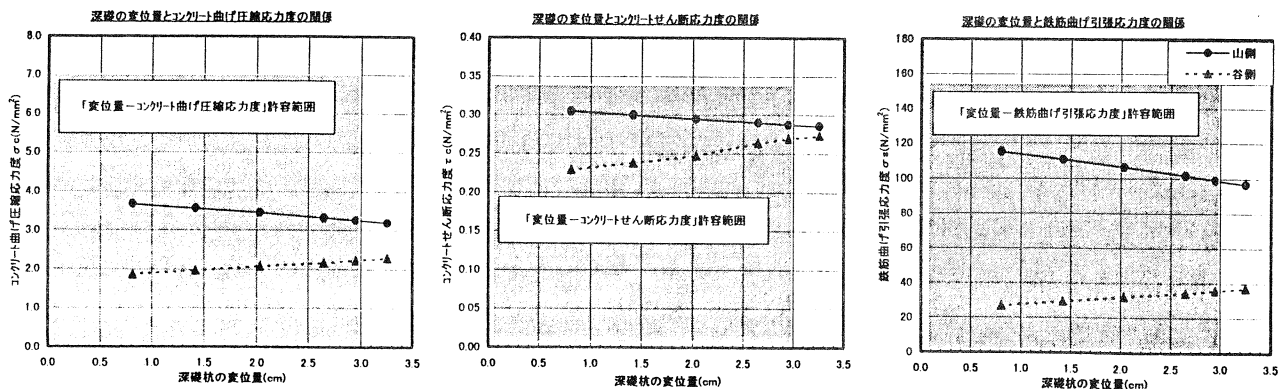


図-8 深礎杭の変位量と発生する応力度の関係

検討ケース②：（施工後の地盤変位量〔抑止杭の変位量〕と深礎杭の変位量に関する検討）

地すべり抑止杭設計時の鋼管杭の変形モードは図-9の破線であり、解析により算出した地盤の許容変位量（深礎杭の変位量が許容変位量と等しくなる場合の抑止杭の変形モード）は同図の実線となる。図-10には深礎杭の変位量と発生する応力度の関係をまとめる。

解析結果から、深礎杭の変位量が許容変位量に達した場合でも、深礎杭に発生する応力度は許容応力度内にあり、採用する鋼管杭の変位量は、地盤の許容変位量以下であることから、地すべり抑止杭を設置した場合には、橋台の安定性を確保できるものと考えられる。

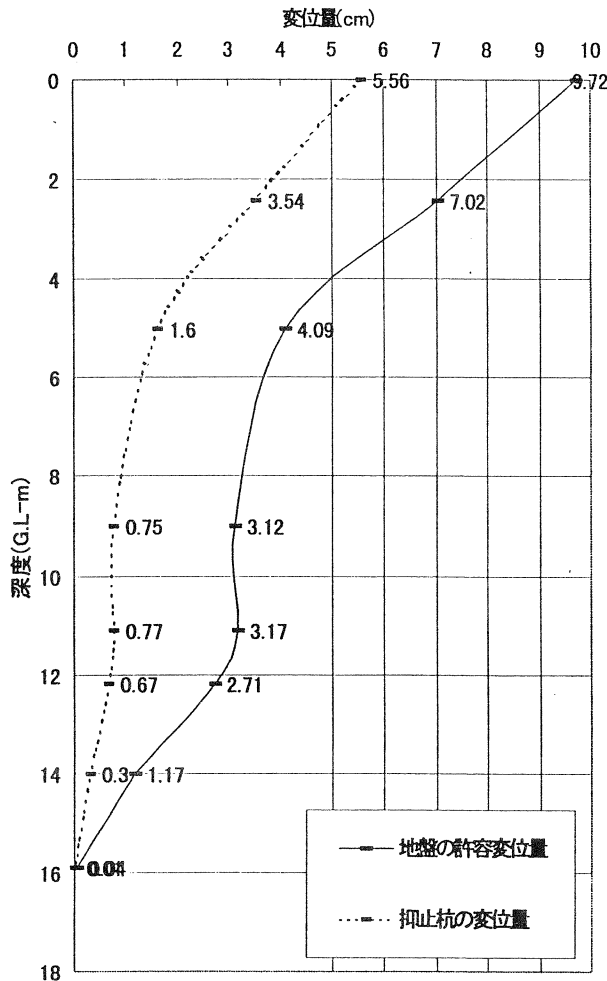


図-9 地盤の許容変位量と抑止杭の変位量

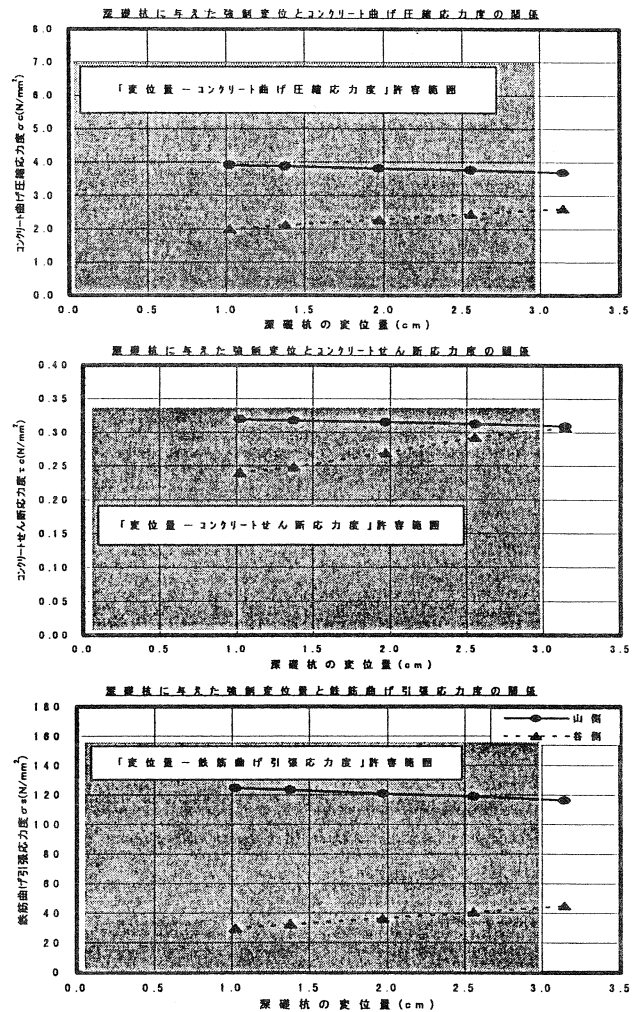


図-10 深礎杭の変位量と発生する応力度の関係

5.まとめ

現状における当該地すべりの進行程度は非常に緩慢であるが、中長期的に橋台の安定性を低下させる可能性が高いものと考えられる。本検討結果から、クリープ的な地すべりが進行した場合、地盤の変位量が4.5cmを越えると橋台の安定性に問題が生じることが判明し、地すべり抑止杭による対策を行った場合には、橋台及び深礎杭が被る地すべりの影響を防除できることが判った。これらから、古生代の粘板岩及び崩積土を主体とした地すべりに対する既設構造物の保護を目的とした対策工の検討を行った本業務では、抑止杭が有効であることが判った。

なお、抑止杭施工中に地すべりが進行した場合でも、地盤の変位量が4.5cm以内であれば当該構造物に影響を与える可能性が低いことから、これを施工中の安全管理指標として利用することができるものと考え、現在も継続して動態観測を行い、引き続き地すべりの挙動を監視している。

【参考文献】*1：「日本道路協会 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 H.8.12」

20. 古宇利大橋杭基礎における琉球石灰岩層の支持力特性について

ーより合理的な杭基礎工法を目指してー

沖縄県北部土木事務所 主任技師 東浜 安邦

1. はじめに

前回の発表では、一部の載荷試験(急速・動的試験)結果の概要のみしか報告できなかったが、計画した全ての載荷試験を終え、琉球石灰岩層の支持力特性の評価について新たな知見が得られたのでその試験結果および設計方針の概要を紹介する。

今帰仁村唯一の離島である古宇利島の離島苦の解消を目的として、今帰仁村古宇利島と名護市屋我地島とを結ぶ延長2,020m(橋梁部1,960m、埋立60m)の海上橋梁が計画され、現在、下部工を鋭意施工中であり、次年度から上部工の架設が本格的に始まる予定である。

下部工の建設地盤は、従来、杭の支持層とされている本部層が海底面下80mから100m近くに達する場所もあり、経済的な下部構造の設計が求められてきた(図-1)。そこで、本部層上部の琉球石灰岩層に杭の先端を設置し、杭長を短くすることで、計画段階において施工性と経済性を追求し、基礎工は鋼管杭の打撃を基本とするものの、支持層が-50m程度以深と深い場合、鋼管/場所打ちコンクリート複合杭とし、鋼管打撃で周面摩擦力が不足する場合は、打撃後鋼管杭の周面にモルタルを注入し、周面摩擦力を向上させる工法を検討した。また、複合杭については、反力杭の試験施工の結果から経済性および施工性の効率が悪いことが判明したため、複合杭計画ピア箇所において鋼管杭のみによる打撃工法も検討した。

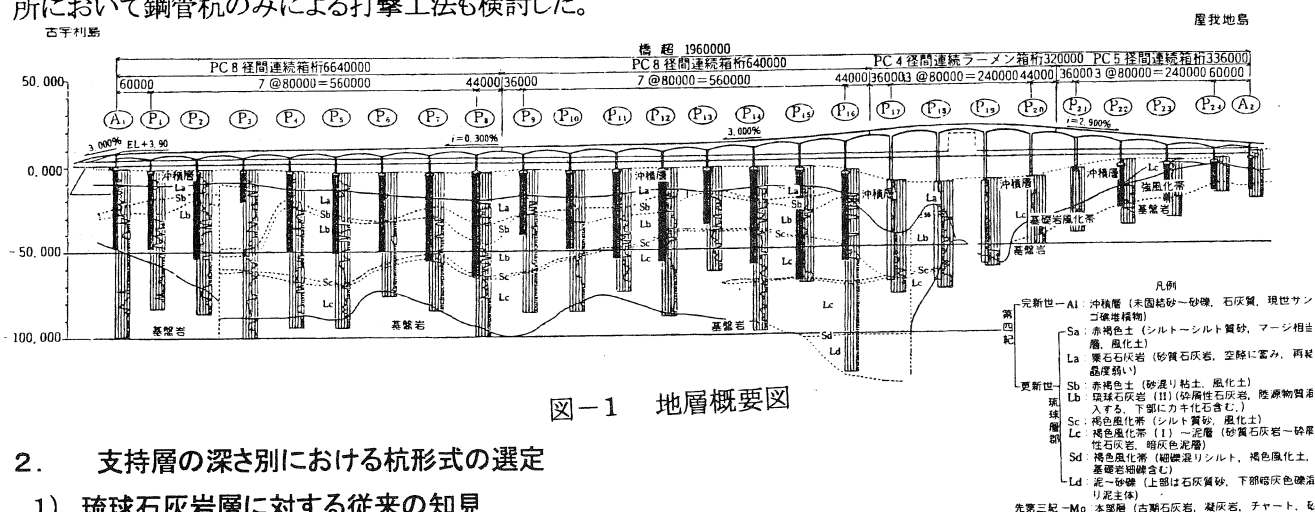


図-1 地層概要図

2. 支持層の深さ別における杭形式の選定

1) 琉球石灰岩層に対する従来の知見

琉球石灰岩層を支持層とした、県内における橋梁の鋼管杭の施工実績としては、「瀬底大橋」、「来間大橋」、「石垣港橋梁」がある。また、琉球石灰岩を貫入して島尻層を支持層としたものとしては、「那覇臨港道路(泊大橋)」などがある。これらの施工実績から、当初設計では、従来の知見から、琉球石灰岩層を対象とした、基礎形式の設計・施工上の特徴として、以下のことがあげられた。

- ① 琉球石灰岩層は強度のバラツキが大きく、また、橋脚左右のボーリングの強度の違いもあり、明確な支持層がなく、支持層が深くなる。
- ② 従来工法では鋼管杭と琉球石灰岩層との周面摩擦力は、あまり期待できない。
- ③ 琉球石灰岩層の支持層への根入れ深さおよび先端支持力の設定が難しい。
- ④ 琉球石灰岩中間層の固結した層を打抜く必要がある。

2) 基礎形式の選定

図-1に示す地盤条件により、本橋標準橋梁区間の基礎杭工法として、経済性および施工性から鋼管杭基礎を選定したうえで、支持層深さ別工費比較より、下記の3工法の基礎工が選定された。

- ① 支持層まで打込みが可能と思われる土層: 打撃工法による鋼管杭基礎

- ②支持層まで打込みが不可能と思われる土層(支持層が-30m~50m程度):補助工法併用鋼管杭基礎
③ " (支持層が-50m程度以深):複合杭

3) 各基礎形式による代表ピアの選定

図-1に示した地盤状況から、打撃工法をP3、補助工法併用打撃工法をP9、複合杭をP8として基礎工法を選定した。各ピアの土質構成および杭の設計仕様を図-2～4に示す。

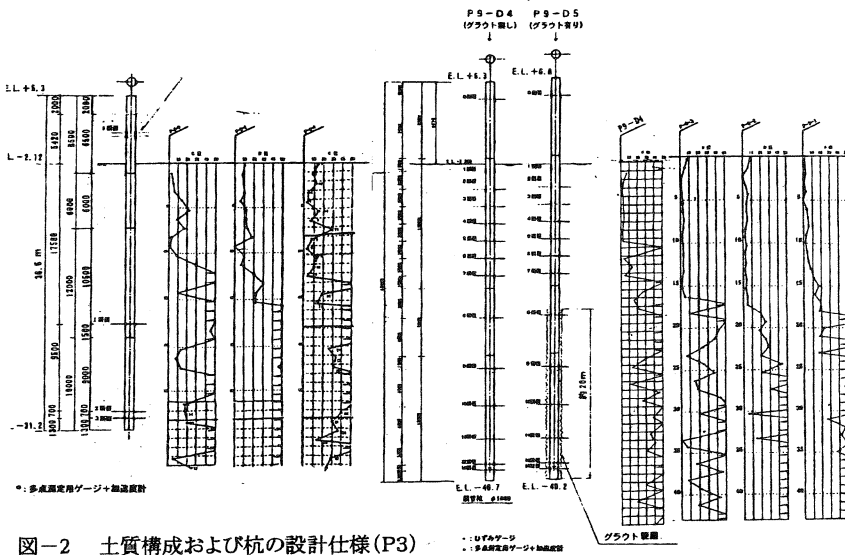


図-2 土質構成および杭の設計仕様(P3)

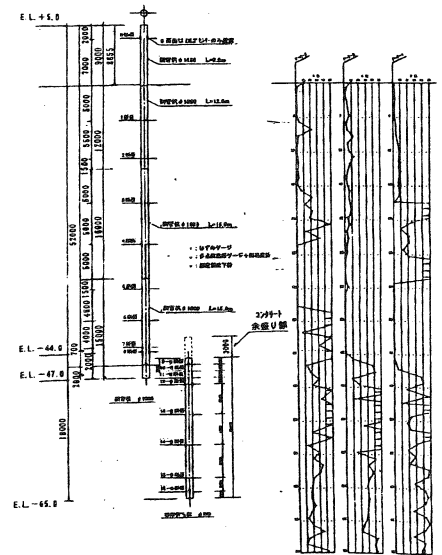


図-3 土質構成および杭の設計仕様(P9)

図-4 土質構成および杭の設計仕様(P8)

表-1 各ピアごとの載荷試験内容

杭基礎工法	鋼管打撃杭	鋼管打撃グラウト無し杭 鋼管打撃グラウト有り杭	複合杭 (鋼管+RC杭)	鋼管打撃杭 (複合杭見直し)
試験ピア	P3	P9 (D4/D5)	P8	P2・P5・P7
杭先端支持地盤	La層	Lb層	LC層	LC層
杭先端深度	EL-32.2m	EL-40.725m	EL-64.965m	EL-59.0m
極限支持力確認	急速載荷試験 (スタナック試験)	静的載荷試験	静的載荷試験	
支持力セトアップ の確認	動的載荷試験 (多点・杭頭)	動的載荷試験 (多点・杭頭)	動的載荷試験 (多点・杭頭)	
連続支持力確認 (0.5mどっち)				動的載荷試験 (多点・杭頭)

3. 試験概要

各ピアごとの試験項目を表-1に示す。各ピアごとのテスト杭打設および試験概要は下記のとおりである。

1) 鋼管打撃杭(P3)

テスト杭の杭先端は、設計-21.2m付近は中間層が連続しているため、10mも深く根入れして-32.2mで打止めた。鉛直載荷試験は、鋼管杭の長さが36.5mと比較的短いことから、最近支持力確認方法として実績の増加している急速載荷試験を採用した。また、打止め管理時(施工時)から極限支持力を推定する精度を向上させるため、施工時と十分養生した後に動的載荷試験を実施した。

2) 鋼管打撃周面グラウト杭(P9)

従来 $1\text{tf}/\text{m}^2$ と低く評価されてきた鋼管杭の周面摩擦力が、グラウトを鋼管杭の周囲に充填することでどの程度向上できるかを評価するため、周面にグラウト有り鋼管杭およびグラウト無し鋼管杭の比較鉛直載荷試験を実施した。この時の載荷試験は、通常用いられている静的載荷試験を採用した。

3) 複合摩擦杭(P8)

複合杭とは、琉球石灰岩層における鋼管杭の周面摩擦力が低かった場合に採用が予定されていた工法で、

Lb層まで鋼管杭を打込んだ後、これをガイドとしてアースドリル工法により下部の場所打ちコンクリート杭を造成するもので、構造的には、上部は鋼管杭(鋼構造)、下部は場所打ちコンクリート杭(RC構造)が基本である。反力杭の試験施工の結果、アースドリル工法の直接掘りが琉球石灰岩層に対しては適当でないため、残杭はオール・ケーシング工法(全周回転掘削工法)へと変更したが、テスト杭はケーブル等の保護管のため回転できず圧入のみで打設した。

複合杭の場所打ち杭部の周面摩擦力を明確にするため、静的載荷による鉛直載荷試験を実施した。

4) 打撃鋼管杭(P2・P5・P7)

複合杭の見直しの一環として、合理的な杭基礎工法として最もシンプルな打撃鋼管杭工法を選定して複合杭の計画されていたピア3カ所において、打込み試験および先端部の多点測定を用いた連続動的載荷試験を実施した。それは、琉球石灰岩層の各深度ごとにおける先端支持力および周面摩擦力の把握および硬質中間層の打抜き性を確認するためである。

4. 各種鋼管杭の試験結果

1) 荷重～沈下曲線

各杭の荷重～沈下曲線を図－5に示す。ただし、P3については、急速載荷試験結果をもとに、波形マッチング法にて解析した荷重～沈下曲線(SLT)である。これらの沈下曲線から以下のことがいえる。

- ① 複合杭(P8)および、鋼管打撃グラウト有り杭(P9)はそれぞれ1, 200tf、900tfまで載荷したが、第一限界荷重、第二限界荷重は発現しなかった。
- ② 鋼管打撃グラウト無し杭(P9)は、第一限界荷重が1, 000tf、第二限界荷重は発現しなかった。
- ③ 鋼管打撃杭(P3)での急速載荷試験結果の波形マッチング解析によると、極限支持力は、8.9MN以上と推定される。

2) 深度～軸力曲線

主にP9両杭の深度～軸力曲線を図－6に示す。これらの軸力曲線から以下のことがいえる。

- ① 軸力曲線の勾配は、周面摩擦力の大きさを表しており、900tf載荷時のそれを比較するとグラウト有り杭の勾配が大きく、グラウトによる効果が発現している。そのため、先端支持力への伝達は、グラウト有り杭が小さい。

3) 区間周面摩擦力度～相対変位分布図

主にP9両杭による当分布曲線を図－7に示す。これらの曲線から以下のことが言える。

- ① P9両杭ともに、琉球石灰岩層(La層・Lb層)の当初設定した1tf/m²を上回っており、P9両杭の中には道路橋示方書での砂質土の最大値(15tf/m²)を越えている区間もある。

4) 支持力の時系列変化

琉球石灰岩層での鋼管杭の周面摩擦力度のセットアップ率(回復率:十分養生した後の地盤支持力/施工時の地盤支持力)を明確にし、施工管理手法を明らかにするため、鋼管打撃杭、打撃周面グラウト有り杭、同グラウト無し杭、複合杭での施工直後から鉛直載荷試験前後までの支持力の増加過程を、動的載荷試験(杭頭計測、多点計測)により追跡した。これらの結果を図－8に示す。図－8では、載荷試験を行った順番に各載荷試験法による支持力値を示してある。載荷試験で得られた支持力値には、地盤の降伏強度に達していると判断される場合と、降伏強度に達していないか、荷重(打撃力)が十分に伝達されずにその判断ができない場合があった。同図の中では、前者を基本に表示し、後者の場合は棒グラフの上に↑をつけて区別した。

(a) 鋼管打撃工法(P3)

動的多点測定および動的杭頭測定とも、杭打止め時、打止めから26時間後、1ヶ月後と比較すると、杭周面の回復率は、26時間後で1.5、1ヶ月後で1.7と推定される。動的測定による多点および杭頭測定での相違をみると、打止め直後で周面摩擦力が比較的小さい場合には、両測定ともにほぼ一致していた。しかし地盤のセットアップにより周面摩擦力の占める割合が、大きくなると多点測定による周面摩擦力が、杭頭計測より大きくなった。

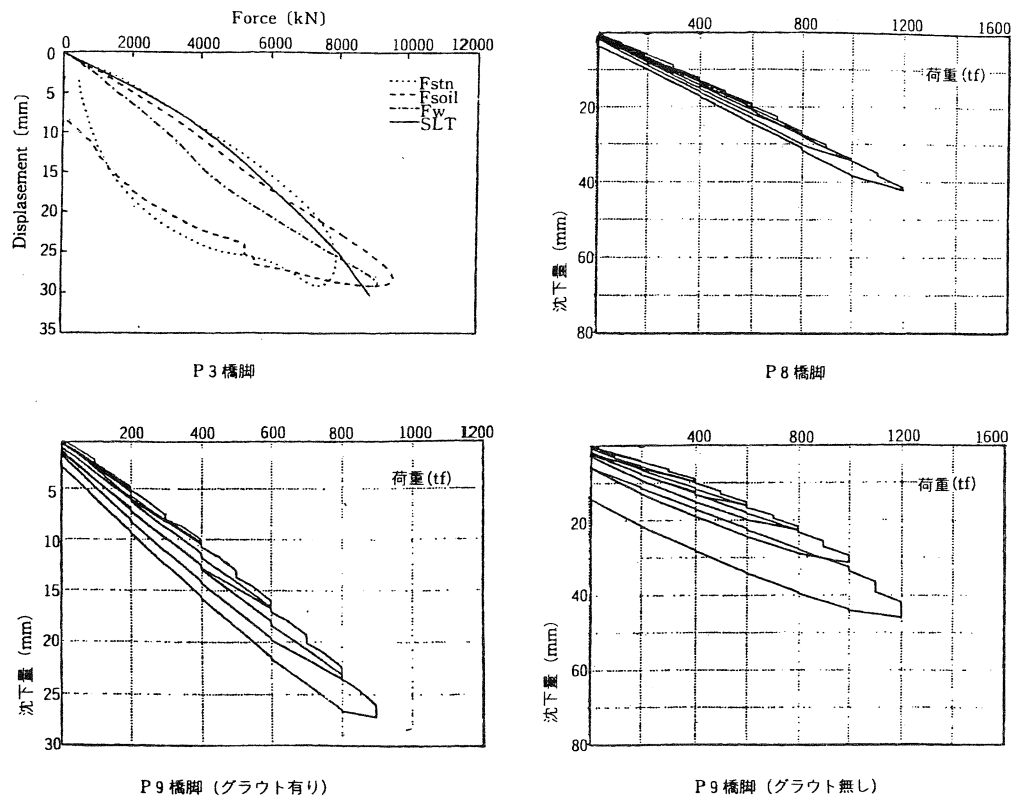


図-5 各杭の荷重～沈下曲線

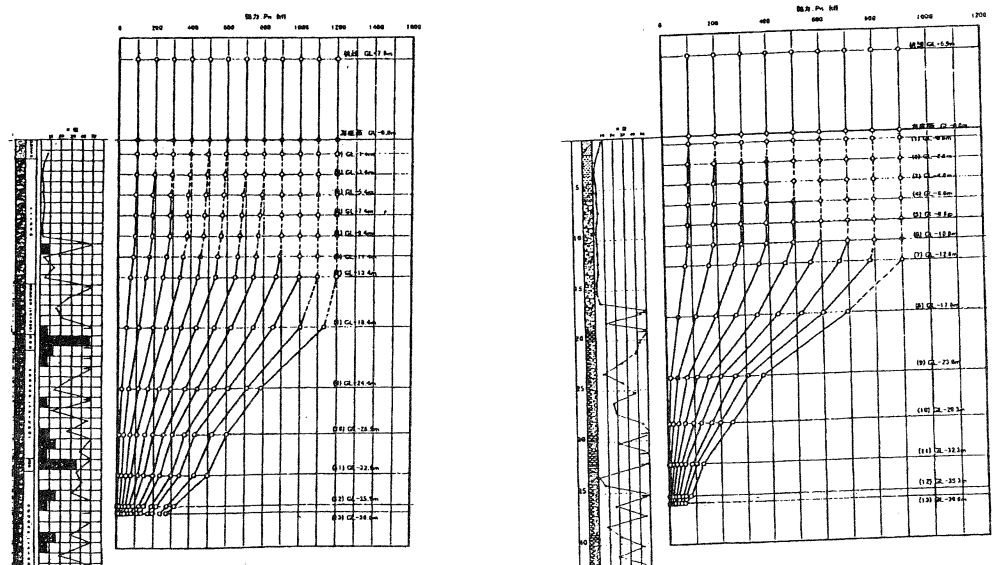


図-6(1) 深度～軸力分布図(D4グラウト無し)

図-6(2) 深度～軸力分布図(D5グラウト有り)

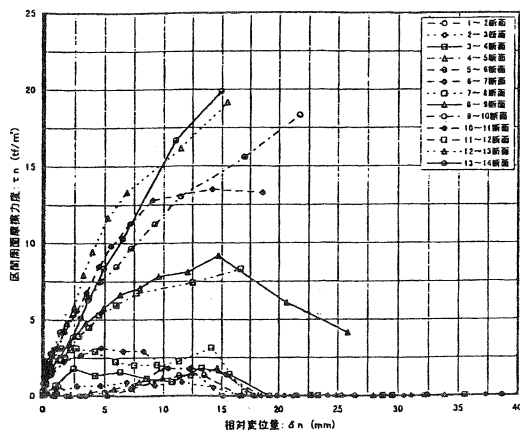


図-7(1) 区間周面摩擦力～相対変位量曲線図 (D4杭グラウト無し)

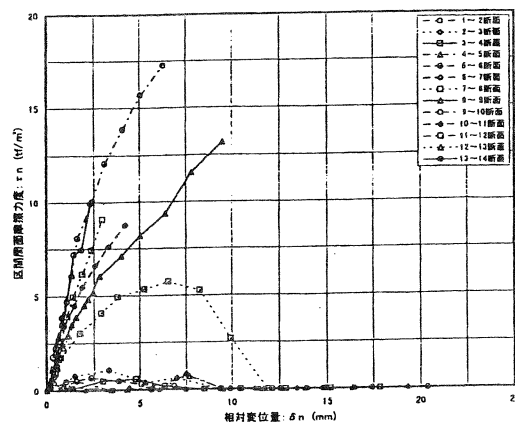


図-7(2) 区間周面摩擦力～相対変位量曲線図 (D5杭グラウト有り)

(b) 鋼管打撃グラウト無し工法(P9)

動的杭頭測定での周面摩擦力の23時間後の回復率は1.9と大きかった。杭頭計測と多点測定を比較すると、鋼管杭打止めから2ヶ月後では、杭頭計測が多点測定による測定より小さめの支持力となっている。これは、地盤のセットアップにより、周面摩擦力の占める割合が大きくなり、杭先端で反射した後退波が杭頭に十分にかえってこないことによるものと推定される。このことは、P3と同様である。

5) 連続動的載荷試験(P2・P5・P7)

P7の連続動的載荷試験における各深度ごとのN値、打撃回数、先端支持力、周面摩擦力の結果を図-9に示す。同図から先端支持力とN値との相関が弱いのが読みとれる。

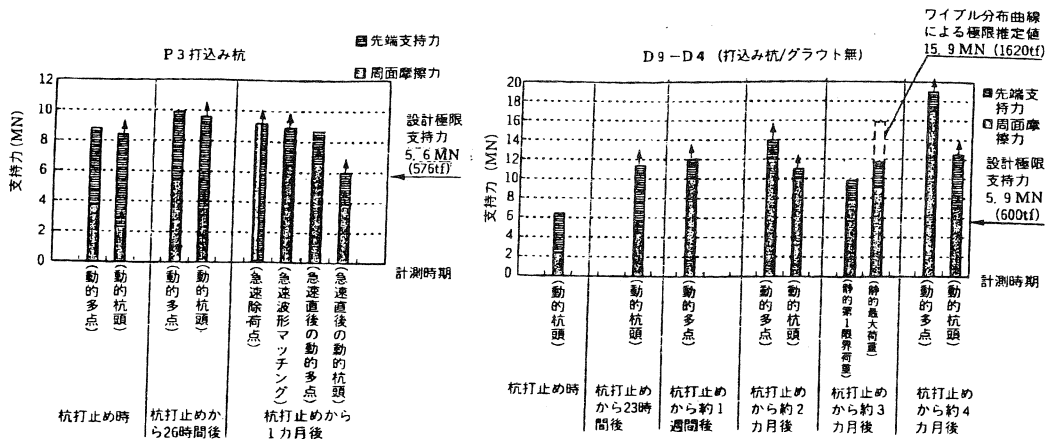


図-8 動的載荷試験による杭の支持力測定値

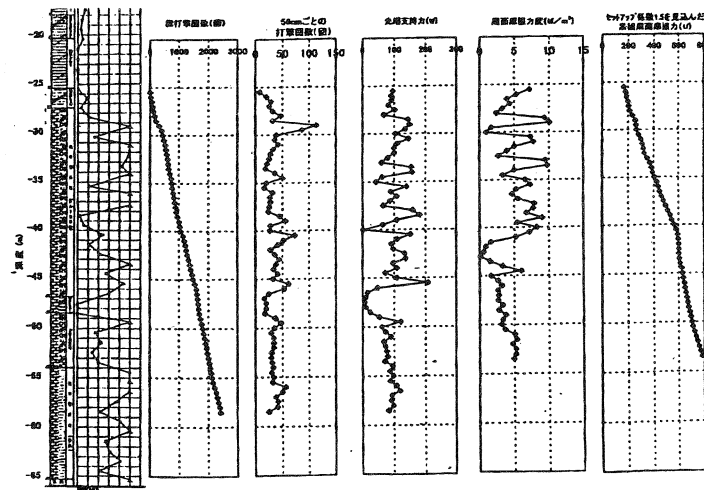


図-9 連続動的載荷試験結果(P7)

5. 試験結果のまとめ

- ① 今回の古宇利大橋での琉球石灰岩層における鋼管打撃工法の周面摩擦力度は、当初設計で用いた1tf/m²を大きく上回り、8tf/m²以上の値が確認された(図-10)。
- ② 鋼管杭の打撃終了後には地盤強度の回復現象が見られ、周面摩擦力のセットアップ率は短期(1日)で、1.5～1.9であった。
- ③ 鋼管打撃杭の周面摩擦力が小さい場合の工法の選択肢として考えていた、鋼管杭周囲のグラウトによる効果は、周面摩擦力が1.4～2.5倍程度増加することが確認された。
- ④ 複合杭については、場所打ちコンクリート杭部と琉球石灰岩層との周面摩擦力について、静的載荷試験では、最大載荷荷重時においても上部での鋼管杭部の周面摩擦力に食われ、場所打ちコンクリート部に十分な載

荷重が伝達されなかった。

- ⑤動的載荷試験における多点測定（直接解析）と杭頭計測（波形マッチング）を比較すると周面摩擦力が比較的小さく打撃力が十分な条件においては両者の結果は比較的一致するが、周面摩擦力が大きくなり打撃力が十分でない場合には杭頭計測では小さめに評価する傾向がある。

6. 鋼管打撃杭の地盤定数のまとめ

古宇利大橋鋼管打撃杭に対する設計地盤定数を載荷試験結果をもとに表-2のとおり設定した。

①先端支持力

周面摩擦力がかなり大きく期待できることから、先端支持力にさほど大きな値を期待しなくても杭長を短くでき、経済的な杭の設計が可能となった。杭の先端位置がLb層に到達しており、その位置に空洞や極端な軟弱な地層が存在していなければよいとした。以上により、設計値としては、琉球層群の深度によらず期待できる値を採用することとし、載荷試験の結果を参考にして100tfとした。

②周面摩擦力度（押込み）

琉球石灰岩層は強度の変化、バラツキが大きいので、載荷試験で得られたN値と周面摩擦力度の関係も比較的大きな結果となっている。したがって支持地盤の強度を平均N値で代表させ、載荷試験で得られた平均N値に対する周面摩擦力度を採用した。採用値は測定精度が最も高いと考えられる静的載荷試験（一部急速載荷試験を含む）結果の安全側となるように平均値の0.3Nとした。

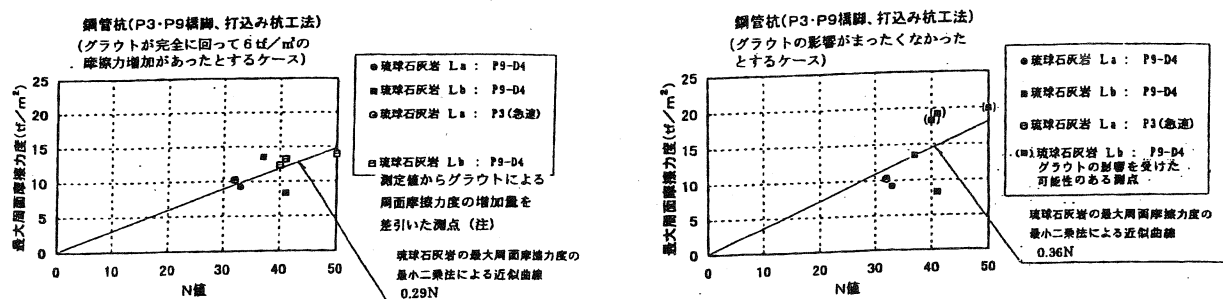


図-10 鋼管打撃工法の最大周面摩擦力度とN値の関係

表-2 古宇利大橋鋼管打撃杭工法に対する地盤定数のまとめ
(琉球層群La層、Lb層)

支持力の区分	当初設計	静的載荷試験 (P9)	急速載荷試験 (波形マッチング解析) (P3)	動的載荷試験 (多点測定解析) (P3, P9)	連続 動的載荷試験 (P2, P5, P7)	実施案
先端支持力 (tf)	N値30以上が5m 以上連続している層 を支持層とし、3.5D 掘入れを想定。 設計実績より 20NAi (N≤32)	200tf以上	260tf以上 (N=50)	P3:210~520tf (N=50) P9:200tf以上 (N=40)	7tf~247tf 平均97tf	100tf (深度によらず良好な 地盤を期待できる値と して、載荷試験結果を 参考にして決定)
周 面 摩擦力度 (押込み) (tf/m2)	設計実績より 1tf/m2	0.29N~0.36N (平均N=32に対して 9.3~11.5tf/m2)	0.32N (平均N=32に対して 10.2tf/m2)	P3:0.23N以上 P9:0.34N以上	0.26N~0.33N (セグメント係数 1.5~1.9考慮)	0.3N (≤15) (静的および急速載荷 試験の平均値を採用)

7. おわりに

現在、古宇利大橋建設プロジェクトでは、鋼管打撃杭の周面摩擦力度を当初設計の1tf/m2を見直し最大15tf/m2として実施設計を行い、順次打撃鋼管杭に切替え、鋼管杭の打撃性能と杭先端での座屈防止を工夫した鋼管杭の打撃を進めている。これまでの完全支持杭での打止め管理と様相が異なり、摩擦杭での打止め管理となることからほとんどの杭が貫入量10mm以上となっている。機会をみて、今後はそのセットアップ状況および打止め管理状況の施工報告をとりまとめてみたい。

なお、今回の試験については「古宇利大橋基礎工検討委員会」で議論をとりまとめて頂いた上原委員長（琉球大学名誉教授）をはじめ関係各位に誌面をかりて謝意を表します。

21. さんご礁海域の泥質堆積物の力学特性について

琉球大学 農学部 新城 俊也

同上大学院生 ○与那嶺 盛明

1 はじめに

さんご礁の発達した海域における海底地盤はさんご礁から石灰質の生物遺骸等が供給されさんご礁堆積物が分布している。このような海底地盤を利用して近年離島架橋等の建設が進められている。さんご礁堆積物は基礎工の仮締め切りの設計・施工またはグラウト・安定処理を行う上でその地盤工学的特性を把握する必要がある。本報告はさんご礁堆積物について一次元圧密試験、等方圧密試験および圧密排水せん断試験を行いその力学特性を調べたものである。

2 実験試料

試料は沖縄県北部の浅いさんご礁海域の海底地盤からボーリングによって採取したものである。試料の物理特性と粒径加積曲線を表1と図1に示す。

試料は2mm以下の含有率が60%以上占めている。実験ではその力学特性は2mm以下の試料の力学特性に支配されるとして、2mm以下の試料を用いた。2mm以下の粒度分布も図1に併記してある。シルト以下の細粒分が50%占める。炭酸カルシウム含有量は約90%である。コンシステンシー限界は非塑性性である

3 実験方法

さんご礁堆積物の粒径2mm以下の試料を用いて一次元圧密試験および三軸圧縮試験装置により圧密排水せん断試験(CD試験)と等方圧密試験を行った。1次元圧密試験は内径6cm、高さ2cmの圧密リングを用いた。供試体は飽和度を高めるため煮沸脱気した後圧密リングに流し込み、圧密圧力約4.9kPaで予圧密を行い作成した。圧密圧力は9.8kPa～1.2MPaの範囲で増分比はほぼ1で段階的に作用させた。圧密時間は各圧密圧力段階で24時間作用させた。除荷過程では30分間隔で圧密圧力を減少させた。等方圧密試験とCD試験の供試体寸法は高さ10cm、直径5cmである。供試体の作成は乾燥試料を10層に分け、軽くタッピングして乾燥密度1.4g/cm³に成るように作成した。供試体作成後側圧19.6kPaのもとで供試体に通水し供試体内の水を追い出した。等方圧密試験はバックプレッシャー98kPaのもとで圧密圧力を最大627.2kPaまで作用させた。

排水は供試体下端からの片面排水である。圧密時間は3時間程度であり、除荷過程では30分間隔で圧密圧力を除荷した。CD試験では49～490kPaの範囲で所定の圧密圧力を作用させ圧密を行い、圧密終了後有効側圧を一定に保ち軸ひずみ速度0.2mm/minでせん断を行った。排水は供試体下端から行った。なお、圧密過程・せん断過程を通して98kPaのバックプレッシャーを作用させた。

4 実験結果

4.1 一次元圧密試験および等方圧密試験

図2にさんご礁堆積物の一次元圧密試験の各圧密圧力における時間—

表1 物理的性質

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.772～2.866
塑性指数 IP	NP
炭酸カルシウム含有量(%)	61.4～96.52

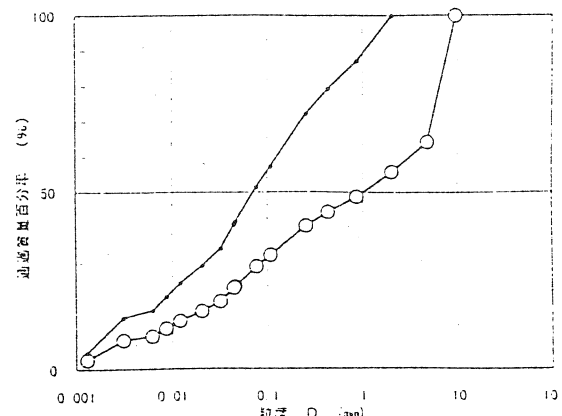


図1 粒度分布

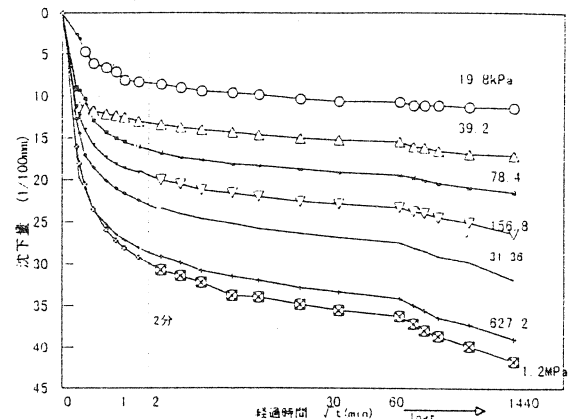


図2 沈下量—時間関係

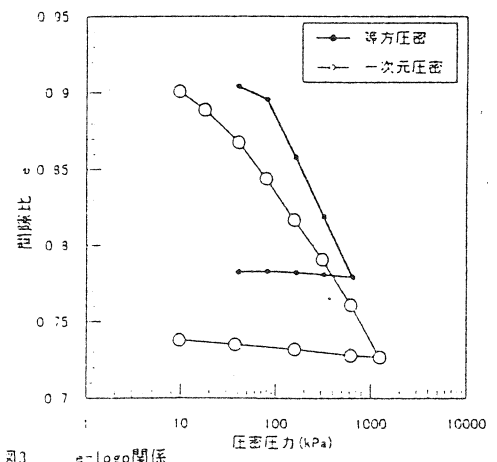


図3

沈下量関係を示した。ここに縦軸は沈下量を横軸の目盛は時間の平方根である。図中の各圧密圧力における沈下曲線の黒抜きの記号は一次圧密の範囲内を示してあり、白抜きの記号は一次圧密終了後の測定値を示している。圧密圧力の増加に伴い24時間後の全沈下量は増加しているが、いずれの圧力段階においても一次圧密は2分以内に終了しており、その後2次圧密が増加している。一次圧密比 r は各圧密圧力段階において $r=0.6$ である。

図3に一次元圧密試験と等方圧密試験の間隙比と圧密圧力の関係を示してある。縦軸に間隙比を横軸には圧密圧力の対数を取っている。 $e-\log \sigma_v$ 関係から求めた圧縮指数 C_c は $C_c=0.096$ であり、他の粘性土に比較して小さな値である。一方、等方圧密試験による $e-\log p$ 関係から求めた圧縮指数 λ は $\lambda=0.131$ で、一次元圧密試験から求めた圧縮指数 $C_c=0.096$ よりも若干大きな値となっている。

4.2 圧密排水せん断試験

図4にCD試験による主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ -体積ひずみ ε_v -軸ひずみ ε_1 関係を示す。 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係はせん断初期段階で直線関係を示すが直ちに非線型となり、いずれの有効側圧においても軸ひずみの増加に伴って主応力差は増加を続けるがピーク強度は明確ではない。一方、 $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ 関係は各有効側圧において体積圧縮傾向を示し、有効側圧の増加に伴いその傾向は著しくなっている。体積圧縮傾向が顕著であることは一般の砂質土とは異なった傾向を示しており今後非排水挙動を明らかにする必要がある。図5にCD試験による結果をモールの応力図を表している。破壊線は直線と近似できる。せん断強度定数は $\phi_d=39.1^\circ$ 、 $C_d=0$ である。

また、図6は49~490kPaの所定の有効側圧で実施した各CD試験における圧密過程終了時の間隙比とせん断過程終了時の間隙比を、各CD試験における平均有効応力 p' の対数に対してプロットしたものである。圧密過程終了時の $e - \log p'$ 関係およびせん断過程終了時の $e - \log p'$ 関係いずれにも線形関係が認められ、その勾配はそれぞれ0.36と0.39ではほぼ一致している。

5 まとめ

さんご礁海域における堆積物の力学特性をまとめると次の様である。

- (1) 一次元圧密試験における圧密量は初期段階で1次圧密が終了し、その後2次圧密を生じている。
- (2) 一次元圧密試験による $e-\log \sigma_v$ 関係から求めた圧縮指数は $C_c=0.096$ であり、粘性土より小さな値を示している。
- (3) 等方圧密試験による圧縮指数は $\lambda=0.122$ である。
- (4) さんご礁堆積物のせん断強度定数は $\phi_d=39.1^\circ$ 、 $C_d=0$ である。

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

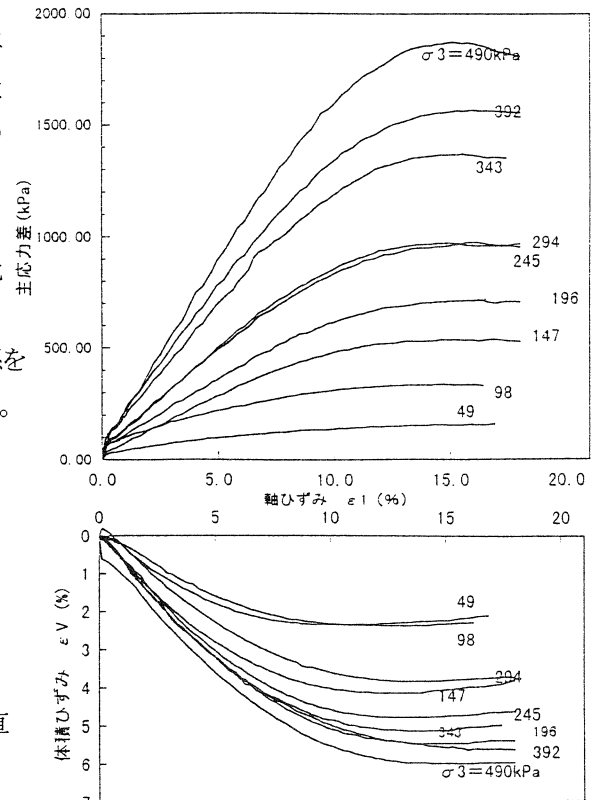


図4 主応力差-体積ひずみ-軸ひずみ関係

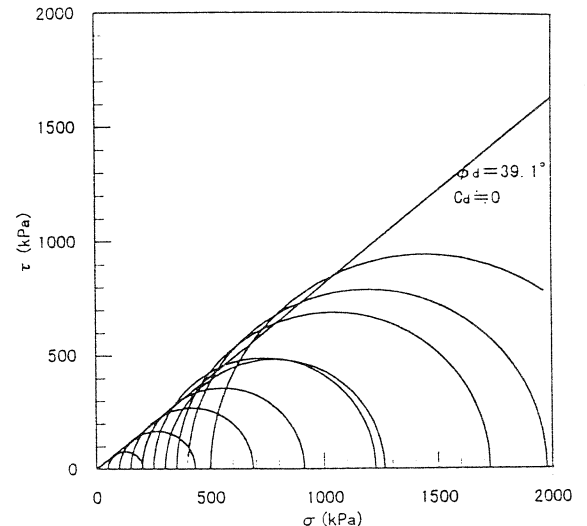


図5 モールの応力円

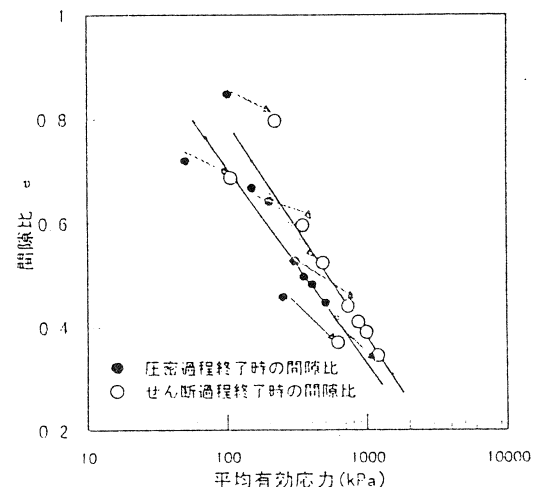


図6 圧密過程終了時とせん断試験終了時の間隙比 e と平均有効応力 p' の関係

22. 琉球石灰岩破屑物のせん断特性

琉球大学農学部 新城俊也
同大学院学生 ○永吉功治

1 はじめに

熱帯・亜熱帯地域のさんご礁の発達する海域には、地質的に年代の新しい石灰質堆積物が分布している。琉球石灰岩を主体とする琉球層群は、氷河性の海面変動に伴う堆積環境に反映して砂礫層、セメンテーションを受けた砂礫層、再結晶した固結層が混在する複雑な地盤である。琉球石灰岩層ではその層厚が再結晶した固結層より砂礫層の方が卓越することが多く、固結層のみならず砂礫層についての力学特性を把握する必要がある。

琉球石灰岩中の砂礫層の粒径はシルト以下の細粒分から粗礫まで含まれるため、不攪乱試料のサンプリングや実粒度による力学試験は困難である。そこで本研究では、琉球石灰岩中の砂礫層の力学特性を把握するため琉球石灰岩の破屑物について等方圧密試験、圧密排水せん断試験を行い、強度・変形特性を調べた。

2 試料

試料は琉球石灰岩をクラッシャーにかける時に発生する破屑物を用いた。実験には75 μ m以下の細粒分と2mm以上の礫分を除いたものを用いた。試料の物理特性と粒度分布を表1と図1に示す。

表1 物理的特性

土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.72
均等係数	U_c	5.4
最大間隙比	e_{max}	1.17
最小間隙比	e_{min}	0.68
CaCO ₃ 含有量	(%)	95

3 実験方法

試験は三軸圧縮試験装置により、等方圧密試験、圧密排水試験(CD試験)を行った。

等方圧密試験での供試体の作成は、直径5cm、高さ10cmのモールドに、乾燥試料を空中落下法により充填し、モールドを水に浸し真空ポンプで脱気飽和させた後冷凍庫で凍結させ、凍結した供試体を高圧用三軸試験装置のセルにセットした。等方圧密試験は増分比1で最大5.9MPaまで圧密圧力を作用させた。圧密時間は各圧密段階で24hrである。圧密過程ではバックプレッシャー0.49MPaを作用させた。

有効側圧 $\sigma'_s=0.098\sim0.49$ MPaのCD試験は一般の土質試験用三軸試験装置を用いた。供試体の作成は、2つ割れモールドを組立て、その内壁にメンブレンを密着させ空中落下法により充填した。充填後、供試体をメンブレンとキャップで包み、供試体上部から負圧を作用させ供試体を自立させた。モールドを取り除き、供試体の直径と高さを測定し三軸セルをセットした。側圧を19.6kPa作用させた状態で供試体下部から内部に水を注入し脱気飽和させた。供試体の寸法は直径5cm、高さ10cmである。 $\sigma'_s=0.98\sim4.9$ MPaのCD試験は高圧用の三軸試験装置を用いた。供試体の作成は等方圧密試験と同じである。

CD試験は圧密圧力0.098～4.95MPaの範囲で圧密を行った後、軸ひずみ速度0.5～0.25mm/minでせん断を行った。圧密過程およびせん断過程ともにバックプレッシャー0.098～0.49MPaを作用させた。

等方圧密試験およびCD試験の供試体は相対密度 $D_r=80\sim90\%$ の密詰め状態である。

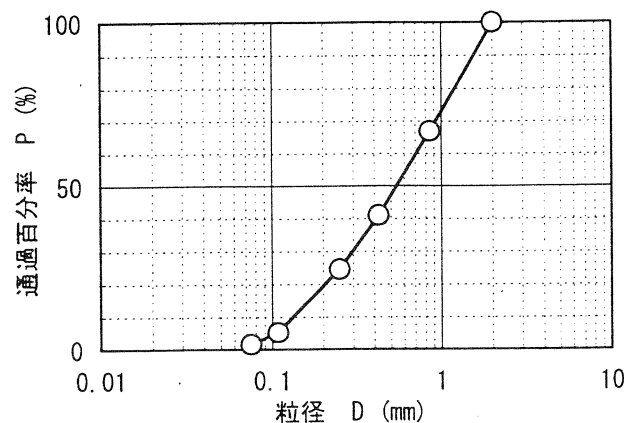
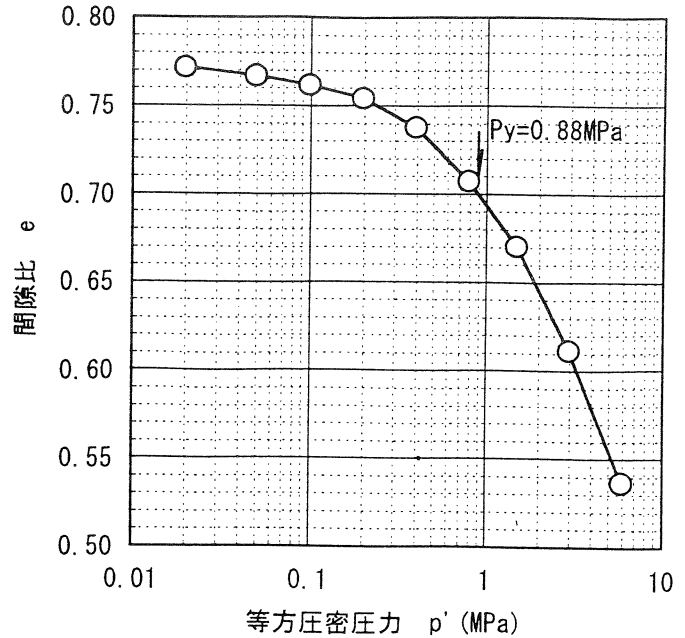


図1 粒度分布

4 実験結果

4.1 等方圧密試験

図2は、相対密度82%の密詰め状態の場合の等方圧密試験による $e \sim \ln p'$ 関係を示したものである。圧密圧力の増加に伴って、間隙比が減少し、降伏を示した後、 $e \sim \ln p'$ 関係は直線関係に移行している。キャサグランデ法による圧密降伏応力は、 $p_y=0.88\text{MPa}$ である。圧密降伏応力より大きな応力レベルでは、降伏により粒子の破碎が急速に進むため、圧縮性が顕著になると推測される。圧密降伏以上の応力レベルにおける圧縮指数は $\lambda=0.09$ である。



4.2 圧密排水せん断試験 (CD試験)

1) 応力-ひずみ関係

CD試験による、主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ - 体積ひずみ ε_v - 軸ひずみ ε_1 関係を $\sigma_3' = 0.49\text{MPa}$ 以下と $\sigma_3' = 0.98\text{MPa}$ 以上に分けて図3と図4にそれぞれ示した。図3に示すように $\sigma_3' = 0.49\text{MPa}$ 以下では $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係は初期段階で直線関係にあるが、その後非線形となり、軸ひずみの増加に伴い応力が増大し、ピー

図2 等方圧密圧密試験

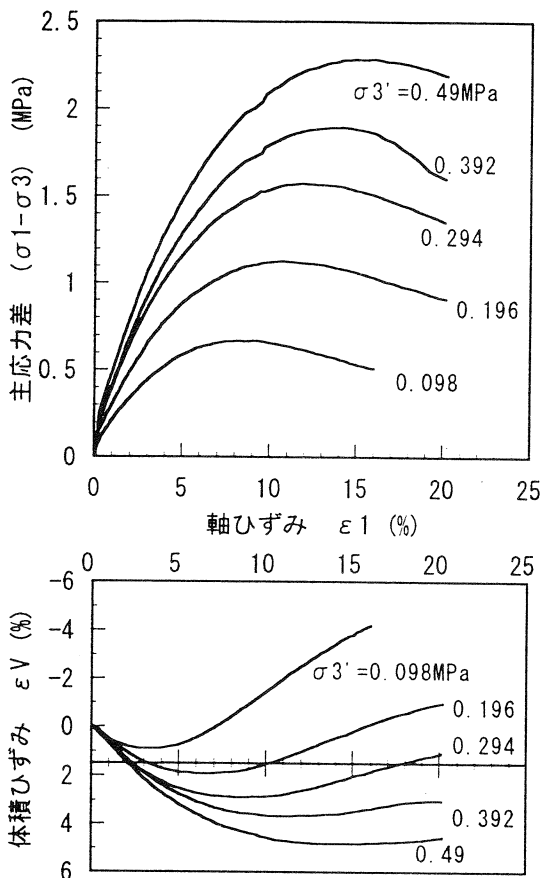


図3 主応力差-体積ひずみ-軸ひずみ関係
(CD試験 $\sigma_3' = 0.49\text{MPa}$ 以下)

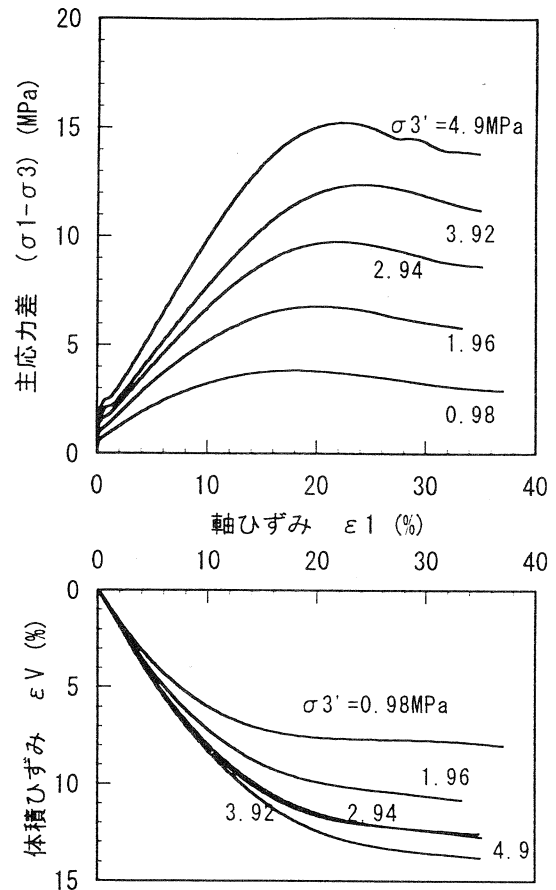


図4 主応力差-体積ひずみ-軸ひずみ関係
(CD試験 $\sigma_3' = 0.98\text{MPa}$ 以上)

ク強度に達した後応力は徐々に減少している。ピーク強度に至る軸ひずみは8.8%~15.7%まで側圧の増加に伴い増大している。主応力差は軸ひずみ20%においても一定にならない。一方、 $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ 関係はせん断開始後体積圧縮を示し線形関係にあるが、その後体積膨張に転じる。体積ひずみは、側圧の増加とともに膨張傾向から収縮傾向に変化し、ダイレイタンシーが抑制されている。

$\sigma_3' = 0.98 \text{ MPa}$ 以上では図4に示すように $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係は、軸ひずみ0.5%以内で応力が急激に増加したあと、ピーク強度に至るまで応力は徐々に増加している。ピーク強度に至る軸ひずみはほぼ20%付近であり、その後軸ひずみの増加とともに応力が低下し応力一定の残留強度に至る。一方、 $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ 関係は体積収縮傾向が顕著であり、体積変化を伴わない残留状態(限界状態)まで体積ひずみが増加している。

2) せん断に伴う粒子破碎

試験前の粒度分布と各側圧におけるせん断後の粒度分布を図5に示す。 $\sigma_3' = 0.49 \text{ MPa}$ 以下ではせん断による軸ひずみは約20%、 $\sigma_3' = 0.98 \text{ MPa}$ 以上では約35%であるため直接比較することはできないが、圧密降伏応力以上の側圧において粒子破碎が顕著になっている。粒子破碎を評価する指標を実験後の試料の $75 \mu\text{m}$ ふるい通過率 $F(\%)$ で表し、粒子破碎指数 F と有効側圧の関係を図6に示す。粒子破碎指数 F は側圧の増加とともに増大している。

3) 強度特性

ピーク強度およびピーク強度時のダイレイタンシーに及ぼす側圧の影響を図7に示す。ピーク強度時の内部摩擦角 ϕ_{rl} は、粘着力 c を無視する方法を採用し、各側圧に

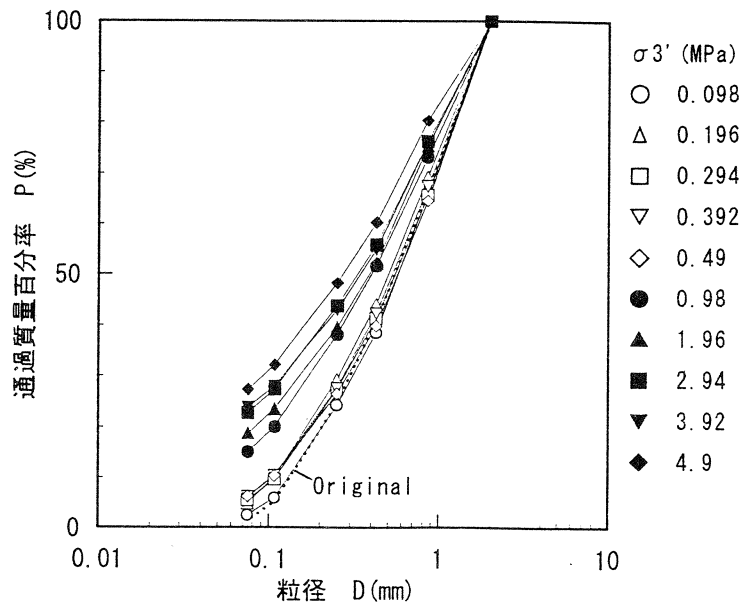


図5 せん断試験後の粒度分布

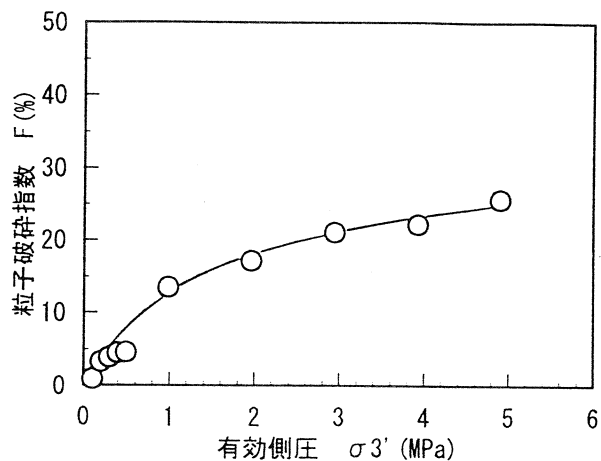


図6 粒子破碎指数-有効側圧関係

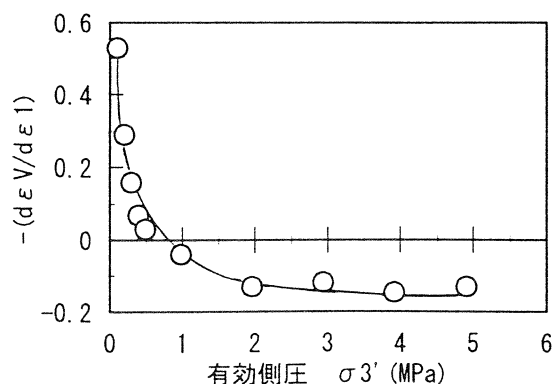
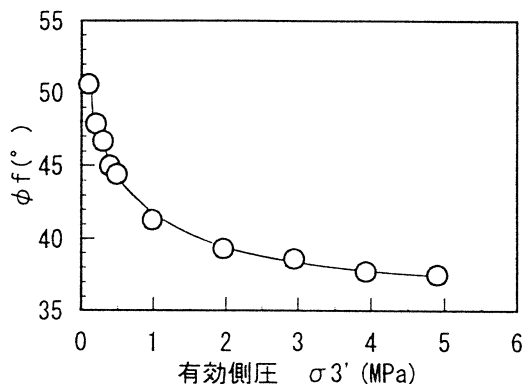


図7 内部摩擦角・ダイレイタンシーに及ぼす側圧の影響

対して $\sin \phi_f = (\sigma_1' - \sigma_3')_f / (\sigma_1' + \sigma_3')_f$ の関係から求めた。また、ダイレイタンスはピーク強度時の体積ひずみと軸ひずみの増分比すなわちダイレイタンス係数 $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)$ で評価した。

ϕ_f は側圧の小さいところで減少が著しく、その後側圧の増加にともない一定の値に落ち着く傾向にある。同様に $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)$ も側圧の小さいところで減少が顕著であり、側圧の増加とともに一定値になる傾向にある。以上のことからダイレイタンスは側圧の影響を受け、ダイレイタンスが大きいほど ϕ_f が大きいことがわかる。

図8は破壊包絡線を示したものである。側圧の増加により ϕ_f が減少していることからモール・クーロンの破壊包絡線は上に凸のカーブを示している。

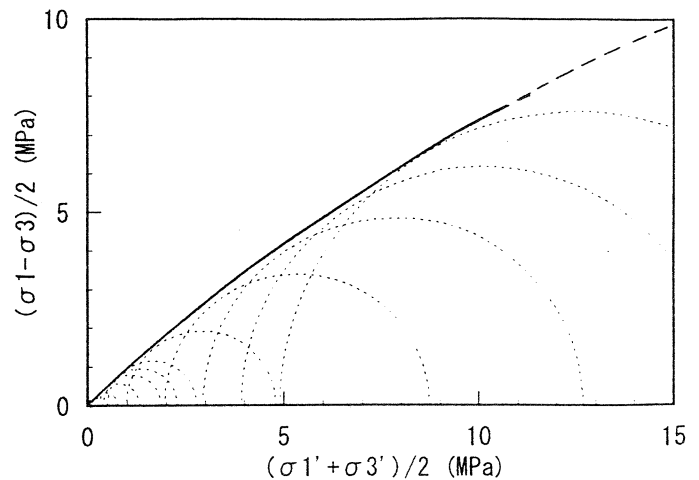


図8 破壊包絡線 (CD試験)

5 まとめ

琉球石灰岩中の砂礫層の力学特性を琉球石灰岩の破屑物を用いて調べた。力学特性をまとめると以下のようなものである。

- (1) 密詰め状態での圧密降伏応力は0.88MPaである。
- (2) 粒子破碎はダイレイタンスを低減させ強度特性に影響を与える。その影響は圧密降伏応力以下の応力域で大きい。
- (3) モール・クーロンの破壊包絡線は上に凸のカーブを描く。

23. 破碎性砂の一次元圧縮クリープ特性

琉球大学農学部 新城俊也
同 学生 ○下釜清仁

1. はじめに

砂の力学挙動は粒子間におけるすべりや回転等の相互作用に支配される。一方、軟質な砂やアンギュラーな形状の砂では粒子が容易に破碎し、それに伴い粒度の変化や粒子の再配列が生じ、その結果力学挙動はこれらの影響を受ける。一般に、砂は時間依存性の小さな材料とされているが、破碎性の砂ではクリープ変形が著しく、その程度は応力レベル、密度、粒子のアンギュラリティー等に依存するとされている。

本研究ではさんご礁の石灰質砂について粒子破碎が発生する応力域での一次元圧縮クリープ試験を行い、圧縮性を粒子破碎に伴うクリープ特性および K_0 値の時間依存性について検討した。

2. 試料および実験方

試料はさんご石灰質砂である。土粒子密度は、 2.77 g/cm^3 、 CaCO_3 含有量は90%以上である。実験には、2mmふるい通過試料を、0.85mmふるいを通して0.425mmふるいに留まる粒度調整試料（平均粒径0.6mm砂）を用いた。これらの粒度分布を図-1に示す。実験はゆる詰めと密詰めについて行った。

一次元圧縮試験装置は、リングの寸法が内径60mm、高さ25mmであり、側方応力の測定が可能なものを用いた。

一次元圧縮試験は最大上載圧力14MPaまで段階的に载荷し、その後除荷した。载荷及び除荷における载荷時間は、それぞれ5分間隔である。一次元圧縮クリープ試験は先行応力0.5MPaと1MPaからそれぞれ5.5MPaと11MPaに増大させ、鉛直応力増分5MPaおよび10MPaのもとで行った。载荷時間はそれぞれ7日間である。

3. 実験結果

(1) 圧縮性と K_0 値

図-2は圧縮ひずみ ε_1 と鉛直応力 σ_v の関係を ε_1 - σ_v 関係で示してある。圧縮降伏応力はゆる詰め $P_y=1.1 \text{ MPa}$ 、密詰め $P_y=1.9 \text{ MPa}$ である。圧縮降伏応力を境に圧縮性が顕著になっている。圧縮降伏応力後の圧縮指数 C_c はゆる詰めと密詰めいずれも0.6である。図-3は鉛直応力 σ_v と側方応力 σ_h の関係を载荷過程と除荷過程について示してある。 σ_v - σ_h の関係は圧縮降伏応力付近を境に勾配が徐々に増大している。図-4は σ_v - σ_h の関係から求まる K_0 値と鉛直応力の関係を载荷過程について示したものである。ゆる詰めと密詰めの差は明確でないが、 K_0 値は0.45（低応力域ではばらつきが著しい）から鉛直応力の増加に伴って増大しており、 $\sigma_v=5.5 \text{ MPa}$ 付近で $K_0=0.6$ 、 $\sigma_v=11 \text{ MPa}$ 付近で $K_0=0.7$ 程度を示している。砂では圧縮降伏応力を境に粒子破碎が顕著になり、圧縮性が増大するが、この粒子破碎に呼応して K_0 値も増大している。

(2) クリープ特性

圧縮応力 σ_v を0.5MPaから5.5MPaに増加させた場合と1MPaから11MPaに増加させた場合のクリープ試験結果を圧縮ひずみ ε_1 と時間 t の関係を ε_1 - $\log t$ 関係で図-5に示してある。圧縮ひずみは時間の経過とともに定常クリープに移行するが、3000min付近から再び圧縮ひずみが増大し、 ε_1 - $\log t$ 関係の勾配が増大する傾向にある。図-6は同様に時間経過に伴う K_0 値の変化を示したものである。 K_0 値は载荷直後の粒子破碎によって増大した値から徐々に減少する傾向を示しているが、3000min付近で特に5.5MPaの応力下でゆる詰めと密詰めともに K_0 値が増大している。このような現象が粒子破碎（粒子破碎の時間依存性）に関係するかについては検討が必要である。

4. まとめ

- 1) 粒子破碎に伴って圧縮性が著しくなり、それに呼応して K_0 値も増大する。
- 2) 圧縮降伏応力をまたぐ圧縮応力の増分によるクリープ試験では定常クリープに至るが、その後圧縮ひずみが増大する傾向にある。
- 3) 鉛直応力一定下では K_0 値は粒子破碎によって増大した値から減少する傾向にあるが、その後再び増加することがみられる。

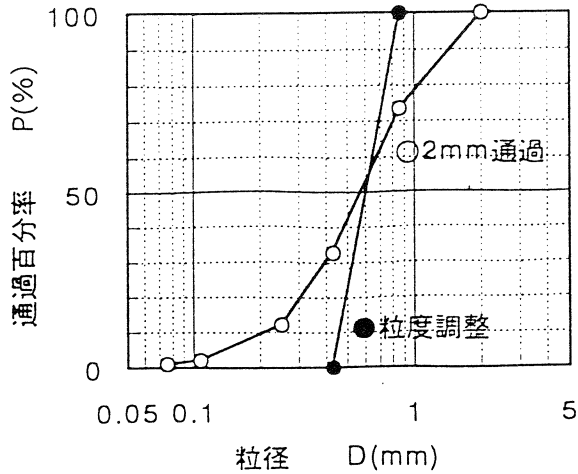


図-1 粒度分布

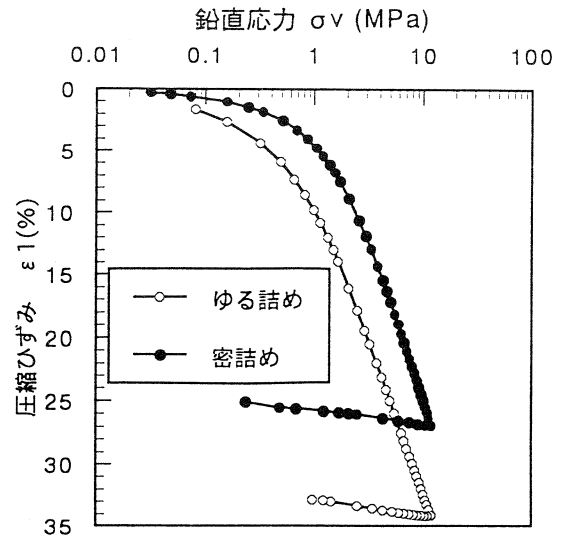


図-2 圧縮曲線(ε_1 - $\log \sigma_v$)

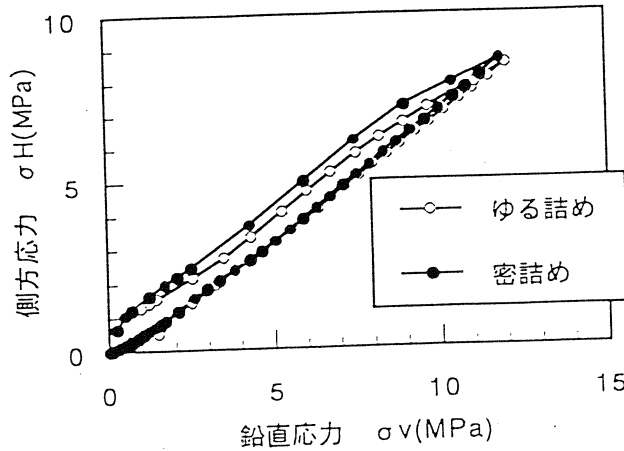


図-3 σ_v - σ_H 関係

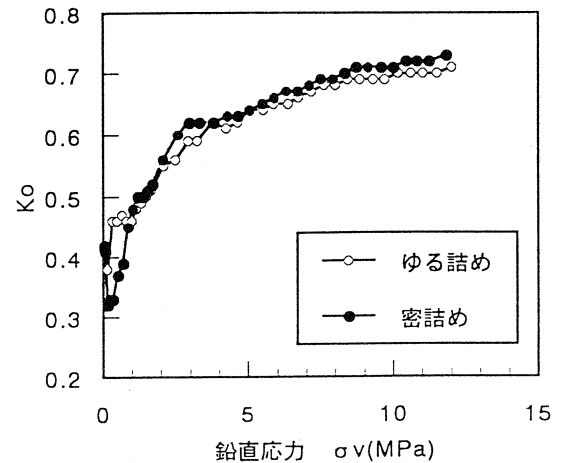


図-4 K_o と鉛直応力の関係(平均径0.6mm)

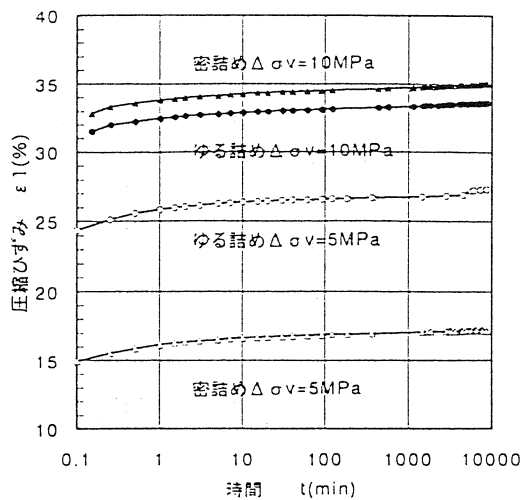


図-5 圧縮ひずみと時間の関係(平均径0.6mm通過試料)

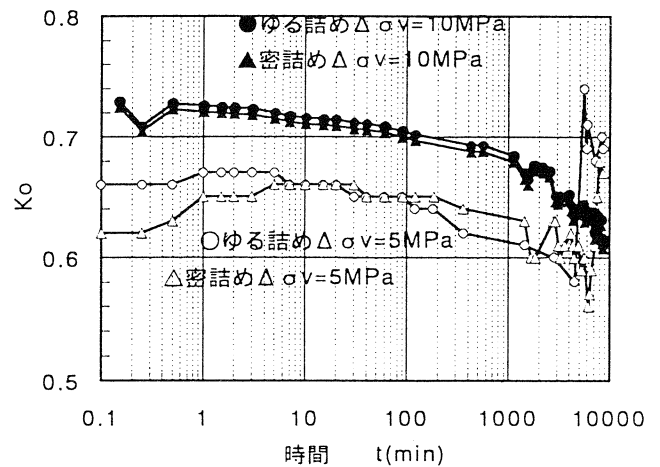


図-6 K_o と時間の関係(平均径0.6mm通過試料)

24. 石灰質砂の鋼材との摩擦特性について

琉球大学農学部 新城 俊也
 琉球大学農学部 瀬戸内 秀規
 琉球大学農学部 ○比 嘉 理絵

1. まえがき 石灰質堆積物は構造物の支持層としては問題の多い地盤である。このような地盤では軟質石灰質堆積物の粒子破碎と堆積時に形成された大きな間隙比とに起因して基礎の過度の沈下と支持力低下が生じることが知られている¹⁾。また、破碎性地盤では粒子破碎に伴って負のダイレタンシーが発生することから、杭の周面摩擦力が著しく減少することが知られている²⁾。沖縄県那覇沖合慶伊干瀬付近のカーボネイト系の海底砂(チービシ砂)は、珊瑚礁などの海洋生物の遺骸を多く含むため、角張った粒子や筒状の粒子が多く粒子は多孔質である。破碎性地盤における杭の支持力評価では先端支持力とはもとより周面摩擦特性を把握する必要がある。本研究では、粒子破碎特性を持つチービシ砂と鋼杭の周面摩擦特性を明らかにするため、チービシ砂と鋼材の異種材料間摩擦特性を圧密圧力一定の一面せん断試験により調べた。

2. 装置 試験は三笠式の一面せん断試験装置に改良を加えて実施した。上せん断箱と反力板の間にロードセルを設置し、せん断面上における垂直応力を測定できるように改良を行なった³⁾。実験装置の概略図を図1に、供試体の体積収縮時におけるせん断面上の垂直応力 σ_v と圧密圧力 σ_L の応力比(σ_v/σ_L)の関係を図2に示す。上せん断箱($\phi=60\text{mm}$)内にステンレス製の円板をはめ込み、表面がせん断面と一致するように固定した。ステンレス円板は表面粗度 $R_{\text{max}}=4\mu\text{m}$ 程度の旋盤仕上げのものを用いた。

3. 試験方法 試料は、沖縄県那覇沖合の慶伊干瀬付近のチービシ砂(CaCO_3 含有量:96%⁴⁾)である。試験には2mmふるい通過試料を用いた。試料の粒度分布を図3に示す。空中落下法により緩詰め($D_r=30\%$)および密詰め($D_r=70\%$)の供試体をそれぞれ作成し試験を行った。試験条件は、上下せん断箱の隙間を $d=0.5\text{mm}$ に設定し、圧密圧力 $\sigma_L=98, 294, 490, 686\text{kPa}$ で圧密を行なった後、せん断速度 0.5mm/min でせん断を開始した。

4. 実験結果

チービシ砂と鋼材の摩擦試験 図4~7に緩詰めと密詰め

の鋼材との試験結果を示す。図4(a)と5(a)にせん断変位 D ~せん断応力 τ の関係を示す。緩詰めおよび密詰め両試料ともせん断応力 τ はせん断変位 $D=0.4\text{mm}$ 程度で急激に最大せん断応力 τ_p に達し、その後減少し一定値に遷移する傾向にある。Yoshimi and Kishida⁵⁾は、鋼と砂の一面せん断試験では、最大せん断応力に達するまで鋼と砂のスリップ変位はほとんど生じないことを報告しているが、このことを本実験結果に適用すると、最大せん断応力 τ_p に達するせん断変位 $D=0.4\text{mm}$ までは鋼と供試土の相対変位は生じるのではなく供試土内でせん断変形を起こしており、 $D=0.4\text{mm}$ 以上において鋼材と供試土の間にスリップ変位が生じていると考えられる。せん断変位 D ~鉛直変位 ΔH 関係では、緩詰め密詰めともにせん断初期で比較的大きな体積収縮を示しその後は一定の割合で体積収縮を維持している。また、圧密圧力に比例して体積収縮量は大きくなる傾向にある。図4(b)と5(b)の断変位 D ~応力比(τ/σ_v , σ_v/σ_L)関係において、せん断変位 D ~応力比 τ/σ_v 関係は緩詰めおよび密詰めとも圧密圧力に関係なく概ね同じ傾向を示し、一定値となる応力比 τ/σ_v は $0.2\sim 0.25$ である。せん断変位 D ~応力比 σ_v/σ_L 関係では、応力比 σ_v/σ_L は緩詰めおよび密詰めのいずれの圧密圧力でもせん断応力が最大値

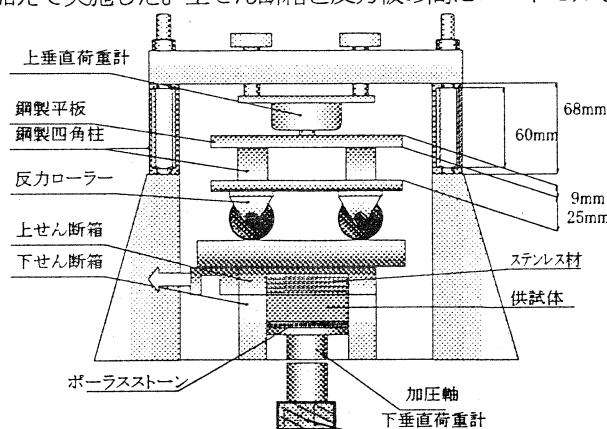


図1 改良を行なった試験装置の概略図

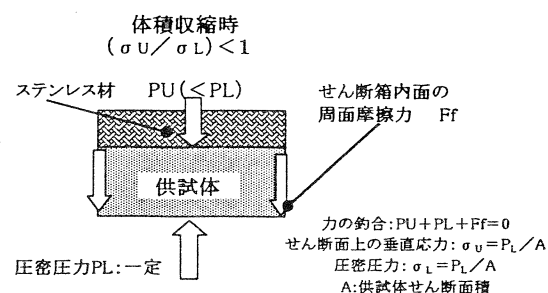


図2 体積変化と応力比(σ_v/σ_L)の関係

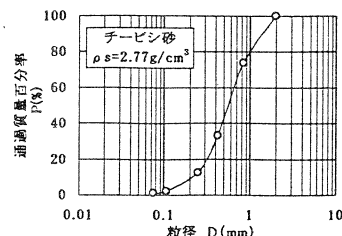
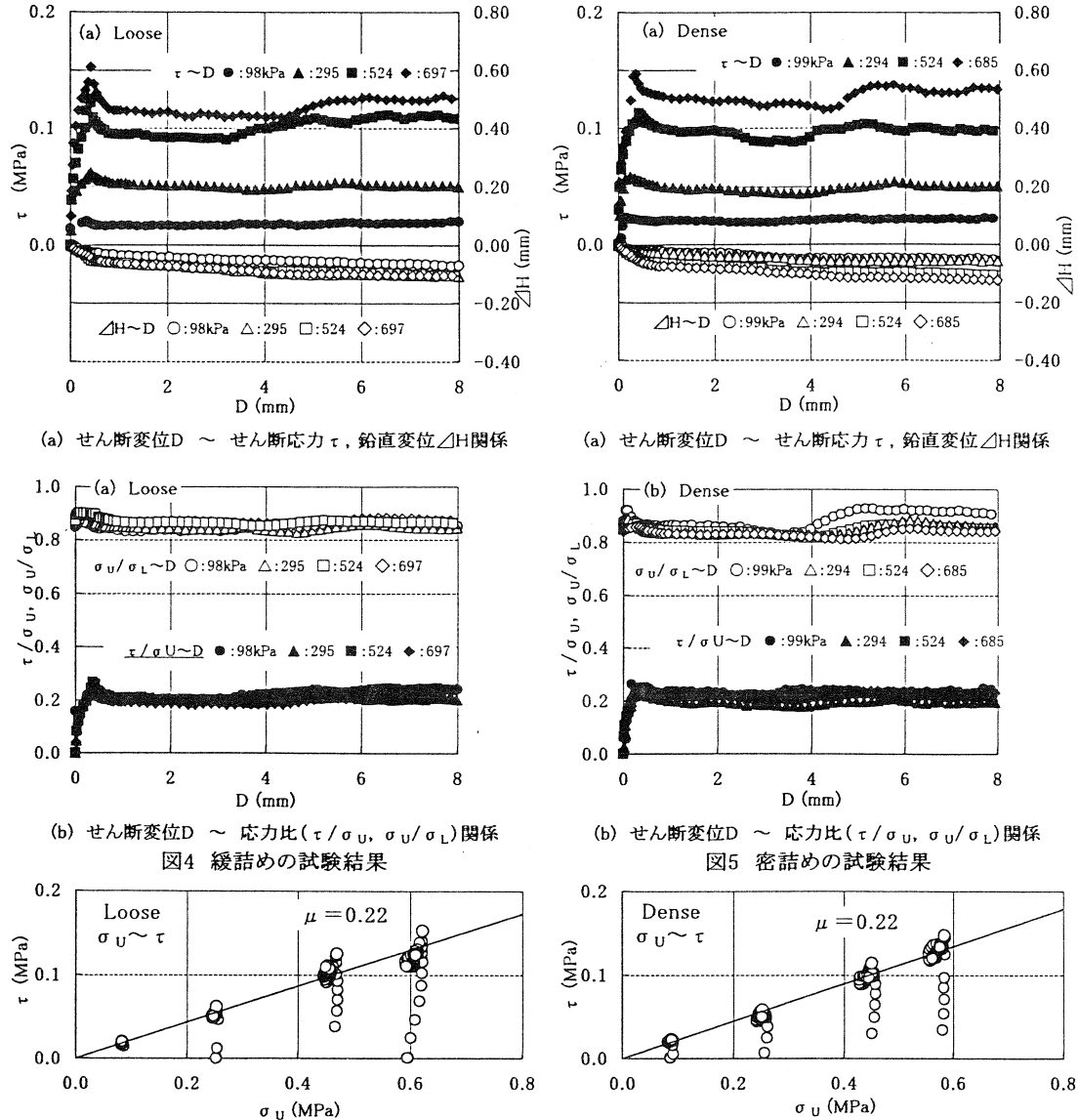


図3 粒度分布

せん断変位 D ~応力比 σ_v/σ_L 関係では、応力比 σ_v/σ_L は緩詰めおよび密詰めのいずれの圧密圧力でもせん断応力が最大値

τ_p を示すせん断初期付近において、わずかに増加減少傾向を示すもののその後は圧密終了時($D=0\text{mm}$)の応力比 σ_u/σ_L の値をほぼ維持している。図6と7に緩詰めおよび密詰めのせん断面上の垂直応力 σ_u ～せん断応力 τ 関係を示す。図に示す破壊線は、せん断終了時($D=8\text{mm}$)における σ_u と τ の直線近似関係である。緩詰めと密詰めで有意な差はみられず摩擦係数 μ は0.22と小さい値となった。



5. まとめ 本試験では、粒子破碎特性を持つチービス砂について、鋼材との異種材料間摩擦試験を行った。得られた主な結果は、以下のとおりである。(1) 緩詰めおよび密詰め試験で同様な試験結果となった。(2) せん断変位 $D=0.4\text{mm}$ 程度でせん断応力が急激に増加しその後せん断応力 τ は一定の値を示す。(3) せん断初期で比較的大きな体積収縮を示しその後せん断変位の増加に伴い徐々に収縮する傾向にある。(4) 試料と鋼材の摩擦面における垂直応力の変動は小さく圧密終了時の垂直応力値付近を維持している。(5) 鋼材との摩擦係数 μ は、緩詰めおよび密詰め試験とも摩擦係数 $\mu=0.22$ (摩擦角 $\phi=12.4^\circ$) となり両試験において有意な差は生じない結果となった。

参考文献

- 1) Semple, R.M.: The mechanical properties of carbonate soils, Proc. Int. Cont. Calcareous Sediment, Vol.2, pp.807～836, 1988.
- 2) Murff, D.J.: Pile capacity in calcareous sands: State of the Art, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113(5), pp.491～507, 1988
- 3) 新城俊也・瀬戸内秀規: 琉球層群中の未固結砂礫のせん断特性, 平成11年度農業土木学会大会講演要旨集, pp.562～563, 1999.
- 4) 新城俊也・宮城調勝・小宮康明: さんご石灰質砂の強度変形特性, 農業土木学会論文集, 163号, pp.95～101, 1993.
- 5) Yoshimi, Y. and Kishida, T.: A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces, Geotechnical Testing Journal, Vol.4, No.4, pp.145～152, 1981.

沖縄地盤工学会会員

会長	上原 方成	上原地盤工学会研究所
副会長	宜保 清一	琉球大学農学部
	小波蔵 政良	(株)沖技
委員	安里 昭	オパス株式会社
	加藤 進	琉球大学工学部
	喜舎場 辰哉	浦添市
	喜納 源太	岡三興業(株)
	新垣 健二	(株)沖縄建設技研
	平良 聡	(株)沖技
	千村 次生	梶谷エンジニア(株)
	原 久夫	琉球大学工学部
	森田 敦	沖縄県土木建築部
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	吉沢 光三	(株)清光研究所
	国吉 真孝	(株)大富建設コンサルタント
	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
	与那嶺 満	応用地質(株)
	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	砂川 尚之	(株)日興建設コンサルタント
	謝花 勉	(財)沖縄県建設技術センター

広 告 目 次

会 社 名

(株) 朝日建設コンサルタント	1
(株) アジア測量設計	1
旭化成建材 (株)	1
(株) 岩下建技コンサルタント	2
(株) 大富建設コンサルタント	2
大野産業 (株)	2
(株) 大久組	3
応用地質 (株)	3
岡三リビック (株)	3
(株) 沖技	4
(株) 沖縄維持開発	4
(資) 沖土質コンサルタント	4
オパス (株)	5
(株) 沖縄建設技研	5
(株) 沖縄土木設計コンサルタント	5
(株) 沖縄物理探査	6
錦城護謨 (株)	6
(株) 国建	6
(株) 鴻池組	7
(株) 芝岩エンジニアリング	7
上城技術情報 (株)	7
(株) 誠研舎	8
(株) 清光研究所	8
(株) 大栄組	8
(株) 大東エンジニアリング	9
(株) 東京ソイルリサーチ	9
(株) 匠エンジニアリング	9
(株) 中央建設コンサルタント	10
(株) 日興建設コンサルタント	10
不動建設 (株)	10
地質調査業協会	11
(有) 三角エンジニアリング	12
三井石化産質 (株)	12
蝶理 (株)	12
(有) ホープ設計	13
琉球セメント (株)	13
新構造技術 (株)	13
奥村組土木興業 (株)	14
(有) 沖縄地盤調査	14
日本工営 (株)	14
宇部マテリアルズ (株)	15
(株) 國場組	15

営業 { 土木に関する企画・調査・測量・設計
種目 { 施工管理・土質調査・業務全般



株式会社朝日建設コンサルタント

代表取締役社長 友利 徹夫 取締役副社長 野里 耕正
専務取締役 島田 信明 常務取締役 比嘉 武光

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号
☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

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



株式会社アジア測量設計

代表取締役 松川 清康

本社 〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号
電話 (098)877-6738 (代表)
FAX (098)879-6607

《人と環境にやさしく大地にたくましい旭の土木資材》

～信頼の高い技術で地域に貢献～

● パブリックドレーン

砂・碎石に代わる板状両面排水材

● H・C・R・G・メッシュ

超軟弱地盤補強用

● Typar サイバー

土木用地盤安定シート・土木用フィルター材

〒530-8205
大阪市北区堂島浜1-2-6 新ダイビル4階
TEL.(06)6347-3311 FAX.(06)6347-3313

旭化成建材 株式会社

登録 { ● 建設コンサルタント(建10)第6410号・測量業第5・10745号
部門 { ● 地質調査業(質9)第1712号・補償コンサルタント(補6)第2600号

株式会社



岩下建技コンサルタント

代表取締役 下 地 巖 取締役副社長 亀 浜 勇 吉
取締役専務 仲 本 政 功 取締役土質部長 長 堂 嘉 光

本 社 沖縄県浦添市前田1529-1
〒901-2102 電 話 (098) 879-6489(代)
FAX (098) 877-0478

宮古支店 沖縄県平良市下里1338-2
〒906-0013 電話/FAX(09807)2-6906



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役社長 上 原 武 雄
専 務 取 締 役 与那嶺 肇
常 務 取 締 役 高江洲 一 宏

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

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル® 「製造装置及び製品特許登録」



大野産業株式会社

代表取締役会長 當 野 幸 盛
代表取締役社長 大 湾 政 助

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

特殊技術で県土を築く総合建設業



株式会社

大

久

組

代表取締役 照 屋 馨

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

つくる



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

これから、ますます。

 応用地質株式会社

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

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

土木資材、新工法のパイオニア

ソフトなハードワーカー



岡三リビング株式会社 沖縄営業所

〒900-0015 那覇市久茂地2丁目12-21 電波堂ビル8F

☎098-862-6280 FAX098-862-6251

【景観商品】

- ・ロッキーステージ(人工岩)
- ・サニーウッドハイコン
(永久自然木)
- ・モニュメント

【盛土工法】

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

【軟素材】

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

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理



株式会社 沖 技

代表取締役会長 小波蔵 政 良
代表取締役社長 兼 城 昇
常務取締役 名渡山 愛 二

浦添市屋富祖3丁目33番3号（山城ビル3F）

TEL (098) 878-6575

FAX (098) 876-7408

一般・土木工事・交通安全対策工事・土木建設資材販売業

株式会社 沖 縄 維 持 開 発

代表取締役 外 間 安 洋

取締役工事部長 根 間 幸 吉

本 社 〒902-0072 沖縄県那覇市字真地 1 6 9 - 1
電 話 (098) 8 8 9 - 0 3 9 1 (代)
FAX (098) 8 8 9 - 0 3 9 3
事業本部 〒901-1105 沖縄県南風原町新川 3 0 0
電 話 (098) 8 8 8 - 2 7 2 7 (代)
FAX (098) 8 8 8 - 2 7 7 7

営 業 種 目

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



合資
会社

沖土質コンサルタント

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

代表者 大 底 隆 一
常 務 知 名 朝 盛

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

環境創りに奉仕する！

オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

代表取締役 与那嶺 健 和

取締役副社長 宮 城 利 昭

取締役専務 安 里 幸 男

本 社 浦添市字前田1733番地の14 TEL.(098) 877-7120
事業本部 宜野湾市嘉数2-17-3 TEL.(098) 897-7201(代)
北部営業所 名護市世富慶485-2 TEL.(0980) 52-0218

～自然に優しく 未来を見つめて～

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

株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長
技 術 士

砂川 徹男

専務取締役 富田 清

常務取締役 金城 真明

取 締 役 栗国 明

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号

TEL(098)876-4805(代) FAX(098)878-7230

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

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

株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

取 締 役 会 長 宮 里 安 雄

代表取締役社長 比 嘉 弘 政

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号

☎(098)877-4634 FAX(098)876-0759

磁気探査・地質・土質調査・測量設計

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(4)ー13320号

代表取締役 平 良 恒 男

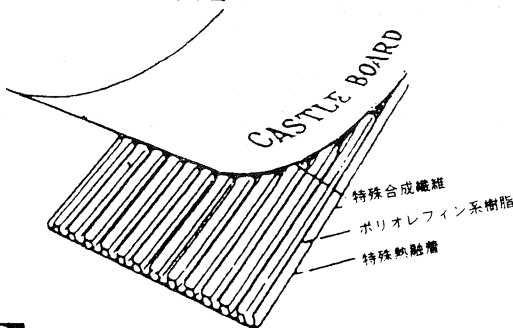
〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電 話 (098)834-4547(代)

FAX (098)833-1319

プラスチックドレーン工法

キャスルボード



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321~9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL 03(3433)2631~3(新橋森ビル4F)

大深度施工実績
中城港湾地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



株式会社 南 興

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

総合建設コンサルタント

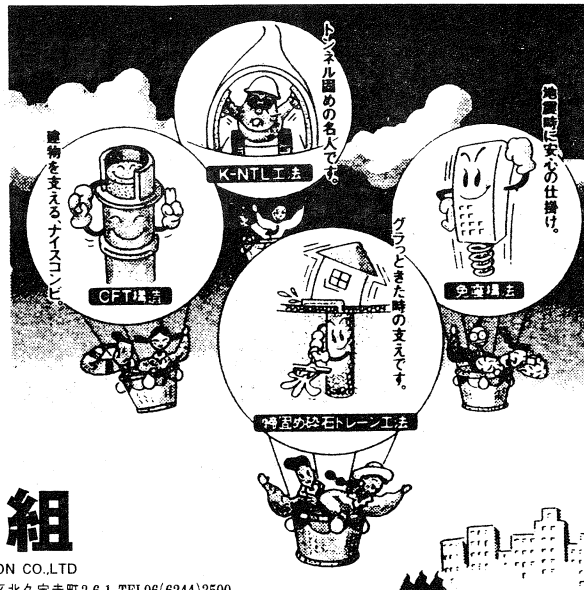
建築設計
建築構造設計
電気・機械設備設計
土木設計
土質調査
測量
都市・地方計画
住宅相談
リゾート開発計画



株式会社 国 建

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

魅になる技術で、
街を快適に。



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



鴻池組

KONOIKE CONSTRUCTION CO., LTD

本社/大阪本店 ●〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1 TEL06(6244)3500

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

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



株式
会社

芝岩エンジニアリング

代表取締役
会長

上 地 竹 芝 (土木
3期)

代表取締役
社長

与 那 覇 強

取締役
技術本部長

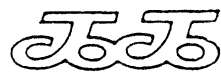
友 利 龍 夫 (土木
14期)

技術部次長

知 花 悟 (土木
20期)

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

文明を創造する技術のネットワーク



上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-2132

沖縄県浦添市伊祖一丁目21番2-303号

☎ (098)876-2815(代)

FAX(098)878-4054

営 業 品 目

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



株式会社

誠 研 舎

代表取締役 伊 藤 政 雄

〒110-0015 東京都台東区東上野 1-28-5

電話 (03) 3834-4201

FAX (03) 3834-0825

※建設コンサルタント

道路・橋梁・河川・砂防・港湾・上下水道

地盤・都市災害・地盤改良(計画・調査・設計)

※測量全般・土質調査・施工管理 ※制御システム開発



株式
会社

清 光 研 究 所

代表取締役 吉 沢 光 三

住 所：〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖1丁目12番5号

e-mail: seiko@seikoken.co.jp

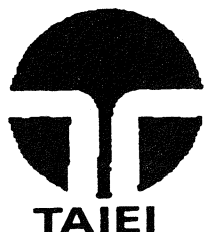
U R L: <http://www.seikoken.co.jp>

TEL 098(877)4859

FAX 098(870)5094

より豊かな県づくりに寄与する

総 合 建 設 業



株式
会社

大 栄 組

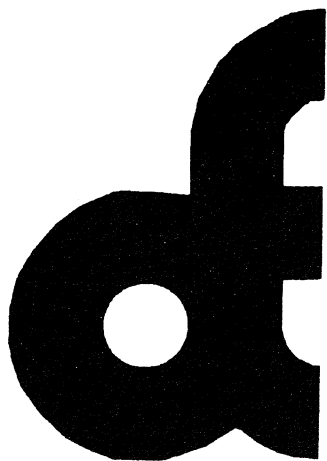
代表取締役 大 城 栄 信

■ 本 社 〒901-2122 浦添市字勢理客555番地の2 ☎ 877-8556(代)

FAX 876-5664

■ 北部営業所 〒905-0012 名護市字名護4586番地 ☎ (0980)52-1570

確かな手応えを未来へ—



株式会社 大東エンジニアリング

建設コンサルタント業・測量業
地質調査業

代表取締役社長

大 城 榮 篤

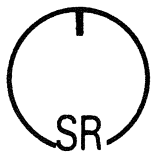
〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客555-2

TEL (代表) 098-878-1381

FAX (代表) 098-876-0793

技術部・調査部専用FAX 098-875-6821

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



株式会社 東京ソイルリサーチ

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL 03-3410-7221 FAX 03-3418-0127

代表取締役 大 槻 朝 雄

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL 098-878-6299 FAX 098-876-5512

所 長 吉 森 正 文

地域の明日を共に考える



株式
会社

匠 エンジニアリング

建設コンサルタント業務・地質・土質調査業務

建設省登録測量第(4)-11608号

1級建築士事務所 第192-1883号

補償コンサルタント 補 9-3164号

(社)日本補償コンサルタント協会会員

代表取締役 金 城 恵 勇

〒902-0061 沖縄県那覇市古島70番地の1

☎ (098)868-1645(代) FAX (098)866-3786

営 業 種 目

土木関係の調査・計画・設計・監理、測量全般

地質・土質調査・試験、地下水調査及び開発

交通調査・交通計画



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役 砂 川 晃 章
取締役専務 砂 川 昌 逸
取締役常務 比 嘉 定 喜
取締役 友 利 和 夫

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号
電話 (098)877-4390(代) FAX (098)876-2661

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



株式会社 日興 建設コンサルタント

代表取締役 砂 川 恵 常

本 社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号
電 話 (098)877-1667(代)
FAX (098)877-0914番

—技術と誠実で奉仕する—



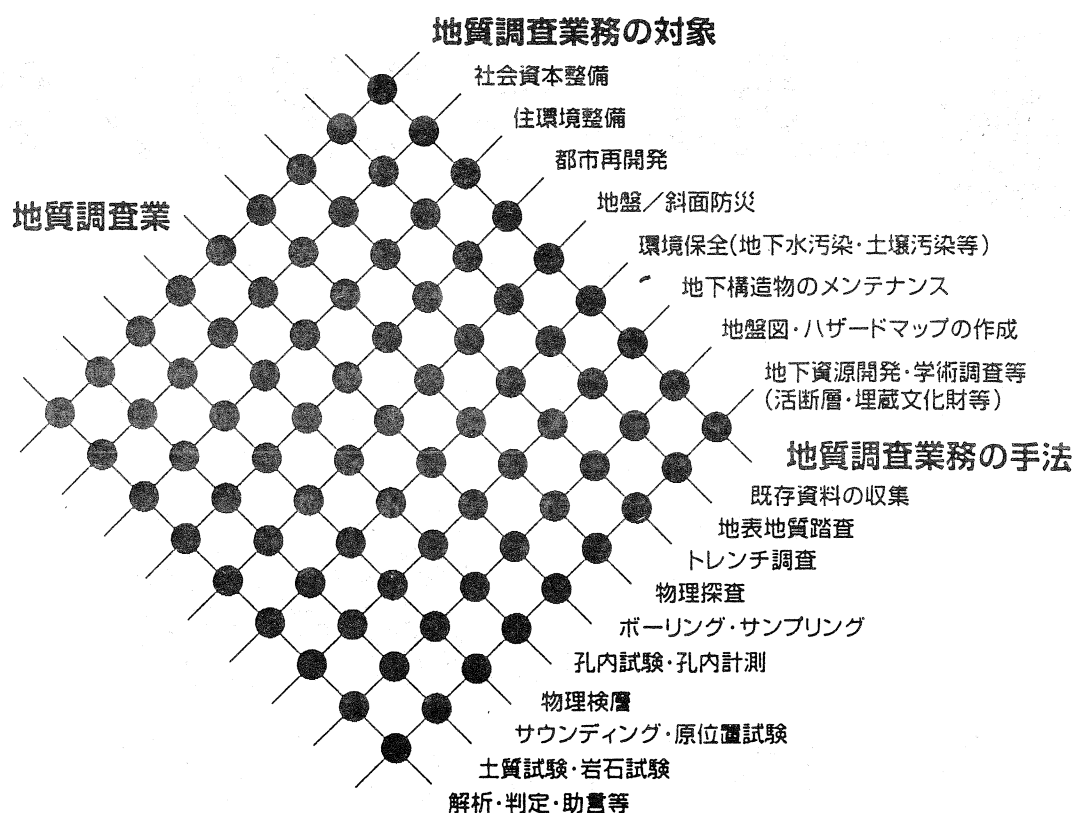
不動建設

取締役社長 市 吉 正 信
沖縄営業所長 石 井 隆 行

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111
大阪本社／大阪府中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06)6201-1121
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

地球時代の知識情報サービスを目指して

“To serve as a Geo-doctor/Geo-consultant”



社団法人 全国地質調査業協会連合会
沖縄県協会

〒901-2102 沖縄県浦添市字前田1529-1

電話 (098) 879-9409・FAX (098)877-0478

(株) アジア技研

(株) 岩下建技コンサルタント

(株) 大富建設コンサルタント

(有) 大知企画コンサルタント

(株) 沖縄技

(資) 沖縄土質コンサルタント

沖縄基礎(株)

(株) シビルエンジニアリング

(資) 新藤土質調査

(株) 大洋土木コンサルタント

(有) 南西土木設計

(株) ニーズエンジニアリング

(株) 日興建設コンサルタント

(有) 宮古磁気開発

琉球建設コンサルタント(株)

応用地質(株) 沖縄支店

梶谷エンジニア(株) 南西支店

大和探査技術(株) 沖縄営業所

(株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所

(株) ニチボー沖縄支店

◆ 営業種目 ◆

土木設計・農業土木・測量全般・土質調査
区画整理・上下水道・施工管理



有限会社

三角エンジニアリング

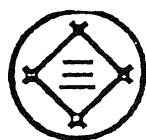
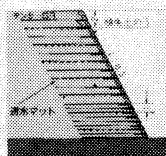
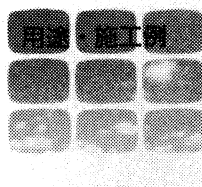
代表取締役 金城 昇

〒901-2114 本社 沖縄県浦添市字安波茶2丁目7番3号
TEL(098)878-7534(代) FAX(098)878-7853

デザイン

● 熊本 九州自動車道

1984.8 竣工



三井石化産資株式会社

福岡支店 : 〒810-0001 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX(092)752-0769

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

☎(098)868-5672 FAX(098)869-7146

★赤土流出抑制シート

テクトン

高性能フィルター材



蝶理株式会社

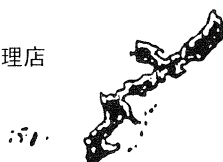
★緑化式擁壁工の設計・施工

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大阪本社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7
TEL. 06(6228)5356 FAX. 06(6228)5210(担当/新名)
東京本社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3
TEL. 03(3665)2286 FAX. 03(3665)2431(担当/内田)
福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7
TEL. 092(781)8476 FAX. 092(712)2079(担当/須山)

沖縄代理店



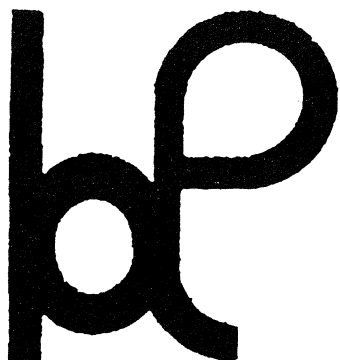
M i C H I B I K I P L A N N I N G



合資会社 導プランニング

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

大地に希望を架ける



**有限
会社** **ホープ設計**

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

高 嶺 哲 夫

☎902-0064

沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5
寄宮市街地施設1F-1

☎098-836-7181 FAX 836-7183

E-mail: tethuo-t<hope-ltd@ii-okinawa.ne.jp>

郷土の資源で郷土をつくる

 **琉球セメント**

代表取締役 **宮 里 俊 一**

〒901-2123 沖縄県浦添市西洲2丁目2番地2

TEL(098)870-1080 FAX(098)870-1083

—建設コンサルタント—

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

調査、計画、設計、試験、解析、施工管理



新構造技術株式会社

代
表
取締役社長

技術士

横 岡 武 之

専務取締役
九州支店長

技術士

曾 川 文 次

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

電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

本社事業部：電話 03(5626)1701 FAX 03(5626)1676

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

電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

支 店：東北・北陸・大阪

事 務 所：埼玉・長崎・南九州

大地のように、大樹のように。

のびやかでまっすぐな気持ちで、人と社会の豊かな未来を創造したい。



ナイスワーク

Nice communicatioN

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

奥村組土木興業株式会社

本社/〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号 TEL.(06)6572-5301(代表)
支店/東京・京都・神戸・姫路・広島 営業所/川崎・横浜・千葉・名古屋・三重・滋賀・奈良・高松・高知・和歌山・堺

営業種目●土質試験●地質調査●さく井工事●磁気探査

地中の謎を解き、地域に貢献します！

OK (有)沖縄地盤調査

代表取締役 仲 嶺 茂

本 社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江 478-5 TEL (098)936-9955

営業所 〒904-2172 沖縄県沖縄市泡瀬 1-2-28 TEL (098)938-2226

地球のためにできること。

創造と調和をめざして

総合建設コンサルタント



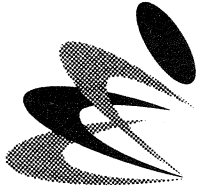
日本工営株式会社

本 社/東京都千代田区麹町5-4 ☎03(3238)8321

福岡支店/福岡市博多区住吉4-3-2 ☎092(475)7131

沖縄事務所/那覇市泊2-15-9(照屋総業ビル3F) ☎098(868)7712

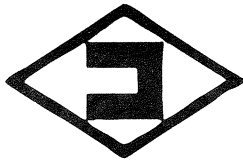
盛土補強、地盤安定用ジオグリット
発砲スチールブロック軽量盛土工法



軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

山口販売部／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL 0 8 3 7 (5 2) 0 1 7 8
 沖縄連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL 0 9 8 (8 6 1) 1 9 5 0
 (沖縄産業(株)建材部)

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式會社 組場國

KOKUBA-GUMI CO., LTD

代表取締役社長 金城 作 一

〒900-8505 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号(國場ビル)
TEL(098)863-3141(代表) FAX(098)863-7989

表紙説明文

『沖縄都市モノレール』

沖縄都市モノレールは、那覇市を中核とする中南部都市圏の都市機能の向上、都市環境の改善を促す基幹交通として整備するもので、那覇空港から那覇市首里汀良町まで約13kmを27分で走り、計画区間内に15の駅を構築するとともに、主要駅には、交通結節点として交通広場を計画しており、都市モノレールを軸とした那覇都市圏の有機的な交通システムが確立される。

基本構造は、コンクリート支柱・P C軌道桁（L=20m）で、交差点など支柱間隔が20mを越える箇所では鋼桁を採用する。

車両は、2両編成で定員158名の乗客を一度に運ぶことができ、朝のラッシュアワー時には6.5分という短い間隔で運行される。

平成11年度末での進捗見込みは、支柱本数で約85%、P C軌道桁本数で約58%で、平成15年度の開業を目指している。

第12回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

1999年11月9日発行

編集 第12回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

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

印刷 有限会社金城印刷
〒901-0305
沖縄県糸満市西崎町5丁目9-16
TEL (098) 995-0001
FAX (098) 994-9886