

ISSN 0917-5687

第四回沖縄土質工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1991

講演概要集



1991年11月14日

沖縄土質工学研究会

第四回沖縄土質工学研究発表会開催にあたって

沖縄土質工学研究会副会長
琉球大学教授 宜保清一

昨今の急速で大規模な土地開発は、狭小で島しょの沖縄に土砂災害をもたらしている。すなわち、開発地域における地すべり・崩壊の多発と土壌侵食・流出・海岸汚濁である。

台風十九号が引き金となった浦添職業訓練校の地すべりは、造成地斜面の決壊であり、人命と財産に直接かかわるものとして、社会の反響を呼んだ。都市近郊では、この種の切り盛り土工によって地すべり地形が住宅地となっているところが多い。これらの地域は地質的・土質的に問題の多い島尻層群泥岩地盤からなっているので、多くの住民にとっては、真地、兼城、北丘等の過去の地すべりの記憶もあり、今回の地すべりは決して他人ごとではない。応急的な対策によって地すべりの二次災害発生の危険性はないが、今後のこともあり、原因究明のためのきめ細かな調査と恒久対策を期待したい。

また、沖縄本島北部における赤土流出による海岸汚濁は、紺碧の美しい海をテーマに発展してきた観光産業に打撃を与えている。それは、さらに、水産業にも影響し、大きな社会問題となっている。大規模なリゾート開発が数多く計画されている中で、土地造成に伴って起こる赤土流出は解決すべき緊急課題と言えましょう。

このような土砂災害に対して、発生メカニズムの解明と防止工法の開発に取り組むことは、私たち土質工学関係者の責務であり、意義あることあります。

今回の発表会では、沖縄の土と地盤における工学的諸問題について多くの研究成果が報告されます。セミナーでは、「赤土流出及び汚濁防止」をテーマに、パネリストによって話題が提供されます。その後、討論会を予定していますので、フロアからの御意見を交え、活発な御討議をお願いします。

最後になりましたが、本会の概要集に国際標準逐次刊行物コード番号ISSN 0917-5687が国立国会図書館から割り当てられたことをお知らせします。関係機関及び会員各位の御支援を得て、本会が末永く発展することを切に望みます。

1991年11月14日

目 次

1. ユニトンネル工法による島尻層泥岩地帯の長距離推進工事	1
○目黒 隆・楠木新一・公文敏浩・河島敬二([株]白石 福岡支店)	
2. 沖縄における垂直擁壁の設計・施工の提案	5
○小浪岳治・丸山健吉・江口哲志(岡三興業[株])	
3. 町道竹富一周線における特殊舗装について	9
○大城善昭(沖縄県土木建築部道路維持課)	
4. 国頭マージ土の安定処理工法に関する実験的研究(その1)	13
○新垣政弥・照屋 孝・座喜味 学・上原方成(琉球大学工学部)	
5. 国頭マージの路床土としての締固の特性	17
○安里嗣也・松島良成・福地保泉([財]沖縄県建設技術センター)	
6. 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討	19
○松島良成・宮城武敏・親川 剛・安里嗣也	
([財]沖縄県建設技術センター)	
7. 比抵抗映像法による琉球石灰岩の空洞調査	21
○角 和衛・吉田真一(応用地質[株] 九州支社)	
8. ダム工事により発生する濁水の電気処理について	25
○宇梶 実・澤本重成	
(沖縄総合事務局北部ダム事務所瑞慶山出張所)	

9. 地すべり土の残留強度測定について	29
○福嶋 博・宜保清一(琉球大学農学部)	
10. 沖縄の基礎地盤情報について(その1)	31
○石垣里彦(沖縄総合事務局)、上原方成・原 久夫(琉球大学工学部)	
11. 定ひずみ速度圧密試験の島尻粘土への適用について	33
○喜舎場 辰哉(浦添市役所)	
上原方成・原 久夫(琉球大学工学部)	
12. 砂のせん断抵抗角に関する一考察(その3:過圧密の影響について)	35
○許 光瑞・加藤 進(琉球大学工学部)	
13. 島尻粘土における圧密応力経路の差異による非排水せん断特性	39
○呉屋健一・原 久夫・上原方成(琉球大学工学部)	
14. 浅層土中温度の変化と表層土の劣化に関する基礎的研究	41
○座喜味 学・新垣政弥・照屋 孝・上原方成(琉球大学工学部)	

1. ユニトンネル工法による島尻層泥岩地帯の長距離推進工事

(株)白石 楠木新一 ○目黒 隆
同上 公文敏浩 河島敬二

1. まえがき

近年、推進工事において道路交通事情・周辺環境問題などの影響で推進延長の長距離化が、また輻輳する地下暗渠・埋設物などを避けるためS字曲線・複曲線の施工が要求されている。ユニトンネル工法は、昭和58年に英国より技術導入して以来数々の長距離・曲線施工の実績を積み重ねている。今回の工事は、沖縄電力(株)発注の地中送電線工事で同社の工事管理のもとに進められ、島尻層群泥岩を半機械掘り式によるユニトンネル工法にてS字曲線・急勾配の線形条件下で長距離推進を施工した。

2. 工事概要

本工事は内径1650mm、スパン337m、土被り6.2m～11.5mの推進工事であり、昭和63年12月～平成3年1月に沖縄県那覇市古島にて施工した。トンネル線形は図-1に示すように、平面線形は曲線内に縦断線形の変化点がある半径R=300mのS字曲線を有し、また縦断勾配は3.887%の上り急勾配である。

3. 土質条件

当該地は、浦添市伊祖～那覇市古島に延びる国道330号上り車線の東側歩道沿いに位置している(図-2)。国道330号の周辺は、標高5m～100mと高低差が大きく、なだらかな丘陵地とこれを開析して西北西に流下する小湾川。安謝川およびその支川沿いの低地から構成されている。周辺の地質は新第三紀～第四紀早期に堆積した島尻層群泥岩・砂岩を基盤とし、その上位に第四紀の粘土層が覆っている。泥岩は乾湿風化によって劣化が著しく促進される。このことは島尻層泥岩に限ったことではなく我が国の第三紀泥岩地帯に共通してみられることであり、沖縄地方では亜熱帯性気候がこの現象をより顕著なものにしている¹⁾。泥岩はN値50以上を示し透水性の低い軟岩であるが、表層では風化作用による粘土化・細片化が進行して岩質が劣化している。また、乾湿の繰り返しによるスレーキングを起こしやすく、風化に対する抵抗力が弱い軟岩である。図-3に発進立坑位置の土質柱状図を示す。

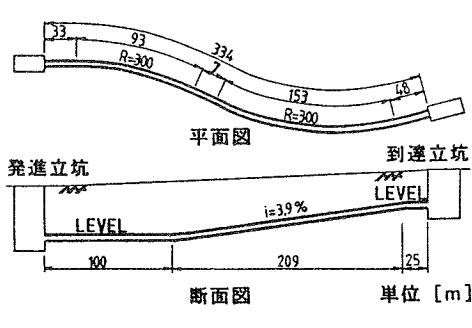


図-1 トンネル線形

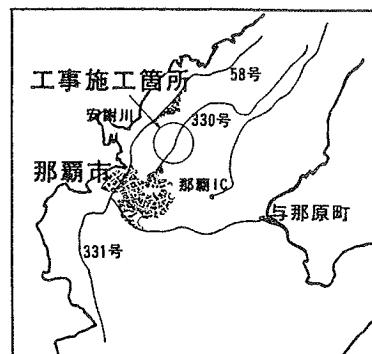


図-2 地形概要図

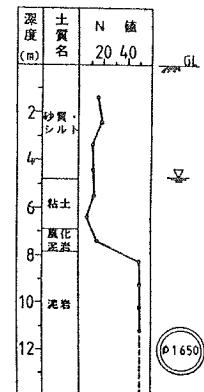


図-3 地質断面図

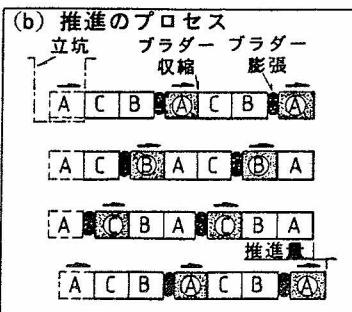
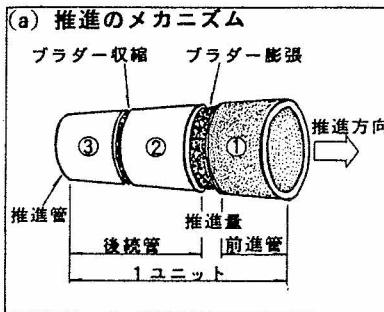


図-4 推進システム図

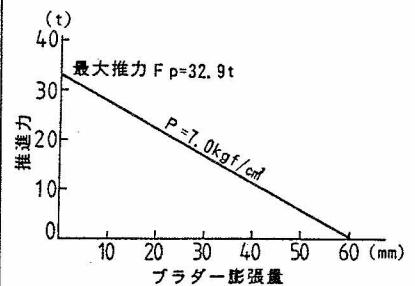


図-5 ブラダー推進力と膨張量の関係

4. ユニトンネル工法の原理

(1) 推進システム

従来の推進工法が元押しジャッキで管列全体を推進するのに対し、本工法は管1本ずつを推進する多分割推進工法である。すなわちゴム製耐圧チューブのブラダーを各管継手部に設置し、これをコンプレッサーからの送気圧により膨張させ、この推力で膨張量分だけ管を前進させた後、排気して収縮させる。つまり、ブラダーというエアジャッキを用い、管を1本ずつ順送りしていく。

推進システムの標準的な構成は管3本が1ユニットで、図-4(a)に示すように後続管2本の周面摩擦力を反力とし前進管が推進し、各ユニットは図-4(b)に示すようなブラダーの膨張・収縮を順次3回繰り返し、ブラダー膨張量に相当する距離の推進を同時に完了する。ブラダーへの送・排気操作は自動制御装置によって管理される。曲線部はブラダーと管端面の間にくさび材を挿入し曲線施工を行うが、当システムは管継手部のブラダーが膨張・収縮した後、そこに必ずスペースが確保されるため、くさび材の設置・撤去が容易である。

図-4(b)のようにブラダーが膨張するとその断面は偏平な状態から円形に変化していくが、そのときの推進力は空気圧とブラダー接触面積の積であり、またブラダーが1回膨張したときの管推進距離は、推進管1本の摩擦抵抗力の大きさによって定まる(図-5参照)。

(2) 特徴

本工法は、推進抵抗力として推進距離に関係なく常に管1本分を考慮すれば良いので、① 長距離推進が可能である。また、くさび材が容易に設置できることに加え、推進抵抗力が小さく曲線外側の地盤強度やポイントタッチによる管端部破損の問題がなく、② 曲線推進が可能である。

5. 施工

(1) 挖削機の選定

本工法のシステムから掘削機の選定条件は、以下のように制約された。

- ① ブラダーの推力が小さいため、掘削機自重が小さいこと。
- ② 刃口の先端抵抗を最小限とするため、ある程度の先掘りが出来ること。

以上の条件と切羽前面の構造・掘削方式から、半機械掘り式を選定した。

半機械掘り式は、全面開放型の手掘り式に掘削機を備えた方式で、切羽が自立する土質での長距離施工や、手掘りが困難な硬質土の施工で採用される。次に掘削機構は、バケットが上下左右45°に作動し余掘り・拡幅掘削が可能で、掘削土の積込みにも適しているバケット式を選定した。掘削機の仕様は、推力 2.75tf, ストローク 180mmのブームジャッキ、推力 2.75tf, ストローク1200mmのスライドジャッキを各1台、推力 2.75tf, ストローク 200mmのスイングジャッキ、推力 2.75tf, ストローク 175mmのグローブジャッキを各2台、

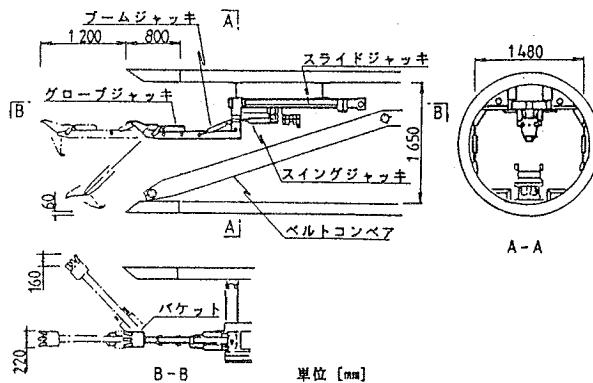
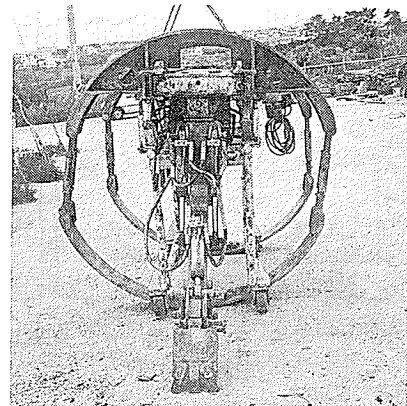


図-6 バケット式掘削機

写真-1 バケット式掘削機



5.5kwの油圧ユニットを装備している（図-6, 写真-1参照）。

(2) 掘削

未風化でN値が50以上と地山状態が良好な泥岩の掘削は、機械および人力掘削を併用し、切羽周面の掘削は、時間を要し機械掘削が適さないためピックによる人力掘削とした。また、掘削に伴う吸水膨張を考慮し、余掘量 5cmとし掘り残しのないよう丁寧にピックで仕上げて地山締め付けによる周面摩擦抵抗力の増大を防いだ。なお、推進到達後ただちに裏込め注入を行った。また先掘り長は、地山が安定しているものの切羽作業員の安全性を考慮して80cmとした。発進立坑より264m地点で泥岩、風化泥岩および粘土と三層で構成された掘削断面に遭遇した。風化泥岩はN値が11～32の範囲で、固結がやや弱く一部粘土化が進み亀裂が発生している。粘土層は、島尻層泥岩が風化や浸食によって粘土化し堆積したもので、N値が3～7の範囲で、三軸圧縮（UU）試験から $c_u = 0.318 \text{kgf/cm}^2$ が得られている。この風化泥岩と粘土層との地層境界面からの湧水と掘削時のピックの振動で、切羽上半の粘土が崩落する危険性が高かったため、掘削作業の安全確保および地盤沈下防止対策として地盤改良を行った（図-7参照）。注入時期は切羽から土質を確認した後とした。注入材料は、粘性土の地盤強化が目的で改良範囲も狭く、刃口前面までとしたため、ゲルタイムが短く、ホモゲル強度の大きい懸濁型薬液（エヌタイトSG-I）を選定した。管周囲に薬液が漏洩し付着すると推進抵抗力が増大して推進困難となるため、刃口天端の粘土層に注入範囲を限定して地上より注入した。さらに推進工の休止と懸濁型薬液の付着による摩擦抵抗力の増加を防止するため、刃口から1mまでの範囲は溶液型薬液（エヌタイトSG-I）を地上より注入し、管周面には滑材SRU-1012（流動性一液滑材）を管内孔より注入した。切羽全断面が粘土層となった場合の推進は、刃口より5本目に設けた中押しジャッキで刃口を圧入し、管と坑壁との間隙を最小限にできる貫入方式とし、地盤沈下・地山崩壊を防止した。

横須賀市浦賀で三浦層群逗子層の泥岩を本工法の人力手掘り式で施工したときのデータから数推すると、内径1000mmと本工事と施工条件が異なるものの、1直当りの掘削土量の比較から半機械掘り式は人力手掘り式の2.63倍の掘削能力があったといえる。泥岩層の掘削は、掘削機の導入によって作業環境の改善、切羽作業の省力化、工期短縮が図られた。

(3) 長距離推進でのズリ運搬の方法

推進工法の掘削土砂の管内運搬は、泥水式推進工法を除けばワインチを使用するのが一般的であるが、本工事は長距離推進であり、しかもS字曲線で縦断勾配が急であるため、ワインチ方式では次のような問題が生じる。

- ① ウインチワイヤの接触で管内設備が破損する。

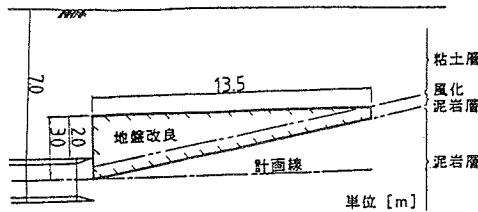


図-7 改良範囲断面図

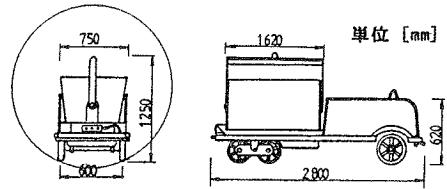


図-8 バッテリーカー概要図

- ② ワイヤの巻取ドラムが大きくなるため、これの管内設置が困難である。
- ③ 坑口と切羽に作業員がそれぞれ 2名必要となる。
- ④ ワイヤが切断され、トロバケットが暴走する危険性がある。

以上の問題を解決するため、下記の特徴を有するレールレス方式のバッテリーカー（図-8参照）を採用した。

- ① 前後にバンパースイッチを装備しており、所定の位置にストッパーを設置すれば暴走しても自動停止し安全である。
- ② 自動 2段階変速方式であり、発進・停止など安定走行が確保される。
- ③ 操作スイッチは前後に装備しており、狭い管内でも両側から操作可能である。
- ④ 自動走行で運転手を必要としない。

レールレス方式の使用によりウインチ方式の問題は解決したが、けん引力が小さいためバケット容量が限定され、長距離になればなるほどズリ搬出が推進サイクルのクリティカルパスとなつた。しかし、バッテリーカーの回転トルクを上げ、トロバケットを 2~3台けん引できれば改善される。

(4) 推進

本工法の推力は、ブラダーの膨張により得るため管 1本の推進抵抗がブラダーの膨張推力より大きいとの工法は成り立たない。通常、自立可能な地山においては推進抵抗がブラダーの膨張推力より大きくなることはない。したがって、本工事では推進管 3本を 1ユニット、すなわち前方管推進時の反力を後方管 2本とした。給排気時間の設定は給気 2秒、排気 1秒とし、75馬力、吐出圧力 7kgf/cm^2 、吐出量 $17.0\text{m}^3/\text{min}$ の定置式コンプレッサーを使用した。ブラダーの膨張量が 4~6cm の範囲であったことから、泥岩の吸水膨張・粘土化の影響はなかったと判断する。また、曲線部においては地山が安定しており推進管が曲線外側に振られないため、くさび材を使用しない追従型とした。4%の勾配は、粘土層で反力管の後戻りが懸念されたが、反力管を 3本以上として反力を大きくしたので影響はなかった。

6. あとがき

本工事は、島尻層泥岩を半機械掘り式によるユニトンネル工法で長距離推進した事例の少ない工事であったが、無事故無災害で竣工した。最後に、施工にあたりご指導いただいた沖縄電力（株）工務部送変電課の各位、ならびにご協力頂いた共同企業体の（株）南海建設、座波建設（株）関係者各位に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 上原方成・新城俊也・砂川徹男・吉沢光三：沖縄の土と建設工事、土と基礎、Vol. 36, NO. 3, PP. 29~36, 1988

2. 沖縄における垂直擁壁の設計・施工の提案

岡三興業株式会社 丸山健吉
江口哲志
○小浪岳治

1. まえがき

沖縄県は数多くの島嶼があり地形的に見れば山地、丘陵と沖積低地などから成り起伏に富んでいる¹⁾。土質的には沖縄県特有の珊瑚礁をはじめ、いくつかの特殊土が知られている。その中でも乾湿の繰返しにより強度が著しく低下する”島尻層泥岩”や締め固め効果の低い”まあとじ”が広く分布しており、盛土材としての設計・施工の問題が指摘されている。また、締め固め手段によっては良く締め固まる”コーラルフロック”と呼ばれる琉球石灰岩の一種も分布している²⁾。このように、数多くの特殊土を持つ沖縄県では台風と梅雨期の豪雨が例年のように多く、構造物の大型化と建設用地の拡大などにより土木工事において困難な問題が生じるようになってきている³⁾。そのような中で盛土工事について見ると沖縄県においても、用地の制限や工期の短縮と盛土の安定などから垂直な擁壁が望まれるようになった。我国における垂直擁壁では、材料が2次製品のため工期の短縮がかかる補強土壁が多く使われるようになっている。また近年では、盛土の補強材として、スチールに代わって腐食しない、伸びの小さい不織布やグリッドなどの化学繊維が普及してきた。本報告ではまず、アンカーブレートの支圧力で垂直擁壁を保持する、多数アンカー式擁壁の沖縄県での設計・施工例を報告する。次に、土中で摩擦抵抗力を有する化学繊維の補強材（バラウェブ）を用いた新しい垂直補強土擁壁工法（ウェブソル擁壁）の設計法を提案して、さらに設計試算を行った結果を示し、従来工法と比較検討する。

2. 多数アンカー式擁壁の設計・施工

まず、沖縄県城辺町役場で施工された多数アンカー式擁壁を例にとり設計概要について報告するが、多数アンカー式擁壁工法の詳細は以前に報告されている^{4), 5)}。その設計概念は、安定した土中に埋設されたアンカーブレートの支圧力によりコンクリート壁面にかかる土圧に抵抗するものである。従って、必要な引抜き抵抗力さえ得られれば、砂や普通土だけでなく、粘性土やトンネルのズリを用いることも可能である。また、コンクリート壁面とアンカーブレートを連結するタイバーの必要長さは、抵抗領域にブレートの高さの5～8倍程度とすれば十分であることが多くの実験により確認されており^{6), 7)}、ここではブレート高さを0.4mとして、タイバー長を主動崩壊面から3.2mとした。盛土体の盛土材料には経済性、施工性を考慮してコーラルを使用し、土質試験の結果、設計に用いたコーラルの土質定数は表-1の通りとした。図-1は多数アンカー式擁壁の設計概念を表しており、図-2はその施工手順を示している。

3. 繊維を用いた垂直擁壁（ウェブソル擁壁）の設計・施工

ウェブソル擁壁は英国で開発された補強土擁壁工法である。ウェブソル擁壁に用いる補強材はバラウェブと呼ばれ、ポリエスチルの芯材をポリエチレンで被覆して幅10cmのベルト状にしたものである。図-3は縦軸に荷重を呼び強度(3, 5, 10t)で正規化した値を取り、横軸に伸びひずみを取ったものである。バラウェブは呼び強度を十分に満足しており、呼び強度の50%, 100%荷重が作用したときの伸びは、各々7%, 10%程度であることが確認された。図-4はウェブソル擁壁の一般的な平面図と断面図であり、各段のバラウェブは延長方向にジグザグに連続して敷設される。また、補強領域の端部のバラウェブは丸棒を介して折返し、この丸棒がアンカーとして働くと考えられる。しかし、そのアンカー効果の定量的な評価はされていないのが現状であり、設計においても考慮されていない。

ウェブソル擁壁の設計ではまず、外的（滑動・転倒・支持力）に対して安定を保つために必要な補強領域を決定し、次に内的（破断・引抜き）に対して安定なバラウェブの強度と水平（延長）方向の敷設間隔を算

表-1 コーラルの土質定数

項目	記号	数値	単位
単位体積重量	γ	1.7	tf/m ³
内部摩擦角	ϕ	36.0	°
粘着力	c	1.0	tf/m ²
粒径		0 ~ 500	mm

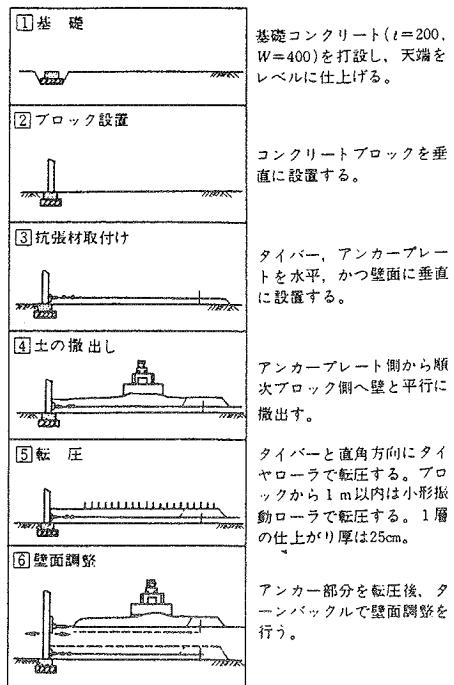


図-2 多数アンカー式擁壁の施工手順

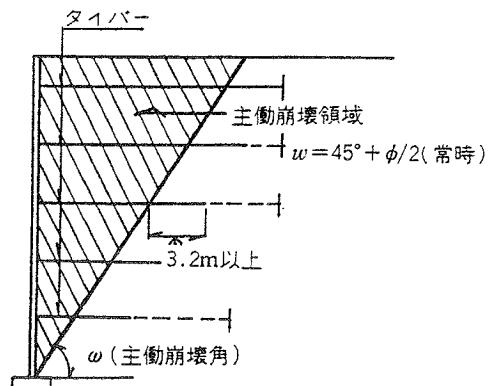


図-1 多数アンカー式擁壁の設計概念

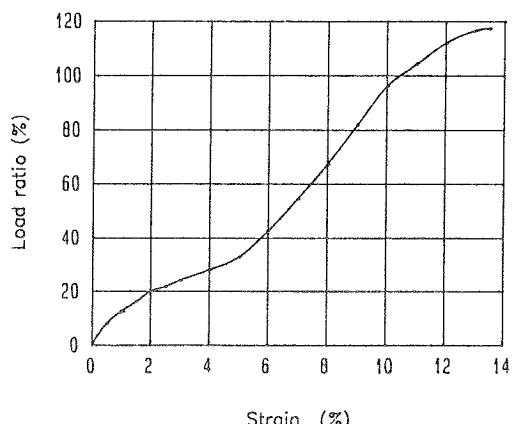


図-3 パラウェブの引張り特性

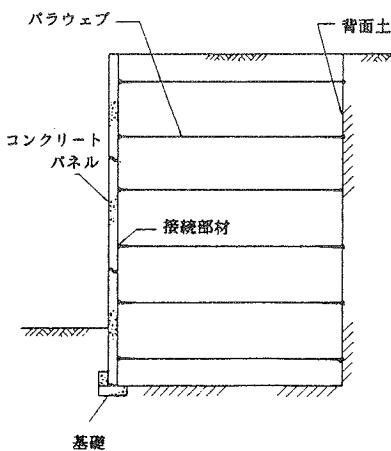
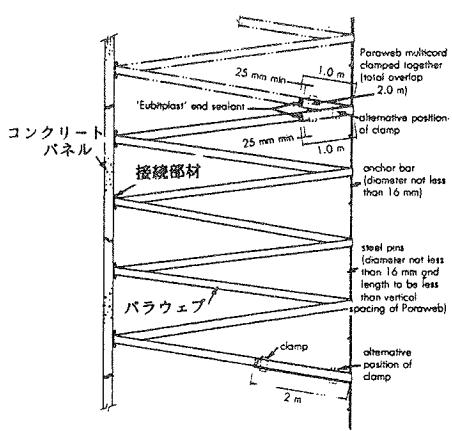


図-4 一般的なウェブソル擁壁

する。内的安定の検討に用いる土圧係数は、フレキシブルで滑らかな垂直壁面と仮定したクーロンの主働土圧係数として次式で与えらる。

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (1)$$

延長方向のバラウェブの敷設間隔は $\Delta H = 0.8m$ として、単位幅当たりに作用する水平土圧力を算出し、それに抵抗するのに必要なバラウェブの強度と水平方向の敷設間隔を決定する。i 段目（仮想壁高天端からの深さ Z_i ）のバラウェブの受け持つ単位幅当たりの水平土圧力 T_p は次式となる。

$$T_p = K (\gamma \cdot Z_i + q) \cdot \Delta H \quad (2)$$

バラウェブは3種類準備されており、設計引張り強度を T_d とすると破断しないために必要な本数 N_p は次式となる。

$$N_p = \frac{T_p}{T_d} \quad (3)$$

また、摩擦抵抗力を有する補強材により補強された盛土の主働崩壊面は、多くの実験により図-5のごとくなると報告されている⁸⁾。摩擦抵抗力を発揮するバラウェブの長さ L_R は全体の敷設長 L から主働領域の長さ L_o を引いて求められる。従って、バラウェブ一本の引抜き抵抗力 F_p は次式で求められる。

$$F_p = F_{st} \cdot f^* (\gamma \cdot Z_i + q) b \cdot L_R \quad (4)$$

ここで、 F_{st} は土中でバラウェブが引き抜けないための安全率であり、 f^* は土とバラウェブの摩擦係数である。また、 b はバラウェブの幅で約 9 cm である。バラウェブが引き抜けないために必要な単位幅当たりの本数は式 (3)、(4) より次式で求められる。

$$N_p = \frac{T_p}{F_p} \quad (5)$$

バラウェブの材料強度と水平方向の敷設間隔は、式 (3) 及び式 (5) を満足しなければならないが、経済性も考慮する必要がある。

4. 工法の比較検討

本報告では前述の計算手法に従いウェブソル擁壁の設計試算を行なった。設計は沖縄県で実際に施工された多数アンカー式擁壁の土質定数を用いて、バラウェブの設計強度 T_d は呼び強度 (3, 5, 10t) の 40 % として、コーラルとの摩擦係数 f^* を 0.5 として設計計算を行なった。また、摩擦抵抗力は下段になるほど過剰になるため、今回の設計では上層の 1~7 段の敷設長を 7.5m として、8~10段と 11~13段をそれぞれ 6.5m, 5.5m とした。この敷設長で補強領域を疑似擁壁と仮定して滑動・転倒の検討を行った結果、滑動に対する安全率は 2.39、転倒に対しては鉛直合力の作用点と最下段の中心までの偏心距離が、最下段の補強領域長の 1/6 以下となることを確認した。以下、代表断面において設計した結果を比較検討する。

図-6 は多数アンカー式擁壁の代表断面を示しており、最上段のタイバーの長さは 9.5m であった。図-7 は設計条件の等しい地点におけるウェブソル擁壁の正面と断面を示しており、最上段の敷設長は 7.5m である。このことから、今回の設計対象において切土はないが、山岳道路など切土後に埋戻す場合は、ウェブソル擁壁の方が切土の掘削土量を減らすことができる。総合的に評価すると、良質な材料の入手が困難な場合は、盛土材料に規定のない多数アンカー式擁壁工法が有利といえる。しかし、良質な盛土材料で摩擦抵抗力が十分得られれば、ウェブソル擁壁が経済的に有利といえる。

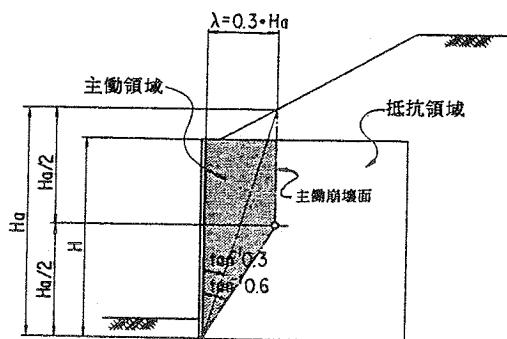


図-5 摩擦抵抗力を有する補強土擁壁の概念

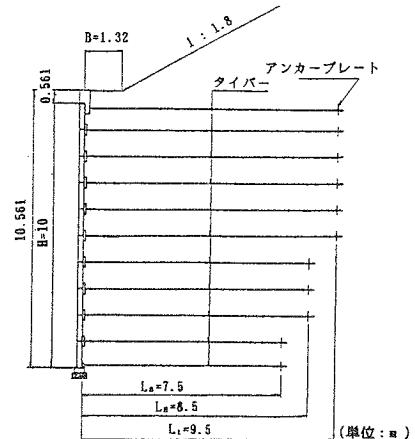


図-6 多数アンカー式擁壁の断面図

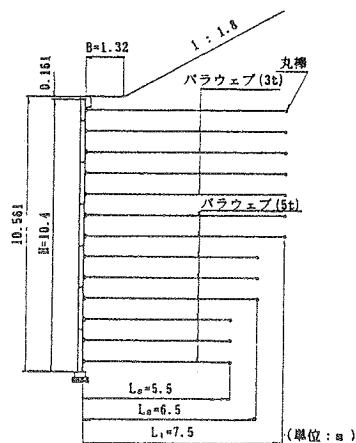
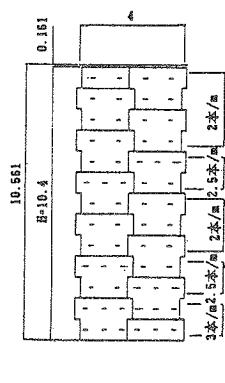


図-7 ウェブソル擁壁の断面図

5. あとがき

ウェブソル擁壁に関しては、今後補強材であるバラウェブの設計強度をクリープ試験などを実施して決定しなければならない。また、土との摩擦係数を室内実験を行い、現場との対応を確認をする。更に、盛土材の規定を明らかにする必要がある。設計においては、補強材の土圧軽減効果や丸棒のアンカー効果を評価できればさらに経済的な工法となる。

《参考文献》

- 1) 目崎茂和：琉球弧をさぐる、あき書房、1985.
- 2) 山内豊聰 監修：九州・沖縄の特殊土、九州大学出版会、1983.
- 3) 上原方成：沖縄県の地盤特性と基礎、基礎工、Vol.14, No.15, pp.48-55, 1986.
- 4) 島尻・丸山・菊池・小溝：多数アンカー式擁壁工法による擁壁・土留めの設計と施工、第三回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp31-34, 1990.
- 5) 丸山健吉：補強土壁による盛土の補強、地盤の補強に関する講習会テキスト, pp.15-29, 1990.
- 6) 土質工学会編：補強土工法（土質基礎工学ライブラリー-29），pp.263-268, 1986.
- 7) 米倉・兼松・島田：最新・補強土工法, pp.23-31, 1989.
- 8) (財) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル, 1989.3.

3. 町道竹富一周線における特殊舗装について

大城 善昭

1. はじめに

沖縄県竹富町にある竹富島は、昭和62年4月に文化庁から重要伝統的建造物群保存地区に選定されており、沿道には赤瓦屋根・琉球石灰岩で造られた石垣等の家並があり農村集落景観を形成している。

また、集落内の道路は、ほとんど白砂で敷き詰められており、家並と一体となって独特の景観をかもしだしている。

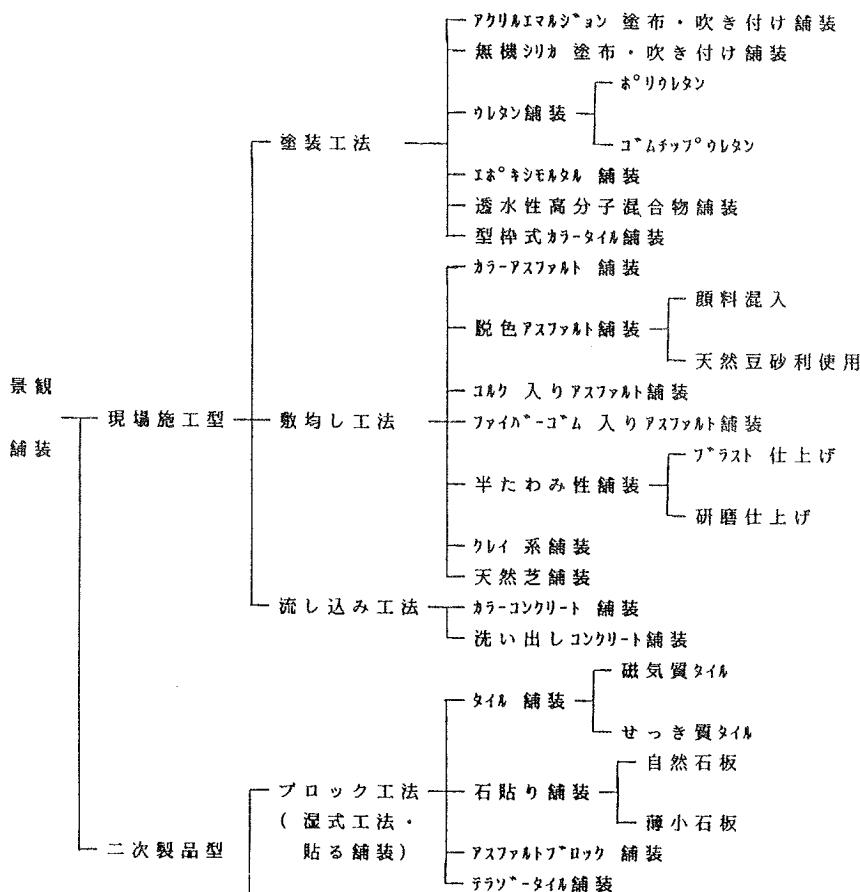
今回、竹富島の一一周道路を構築するにあたり、従来の黒いアスファルト舗装ではなく景観を考慮した舗装を施工したので、その工法を報告するものである。

2. 景観舗装工法の選出

一般に景観舗装が用いられることが多い歩行者系道路舗装を例にすると図-1に示した景観舗装の種類でわかるように、多様化・高度化する社会のニーズを背景に、従来の画一的なものから、周辺景観とマッチした魅力性・快適性・親しみやすさなどを持つものへと設計上の配慮がなされるようになっている。

そこで、竹富町の地域性や現地発生材料の活用及び他機関での実績等を参考にして、表-1に示す3種類(6工法)を選び出し、以降の検討を行うことにする。

図-1 景観舗装の種類



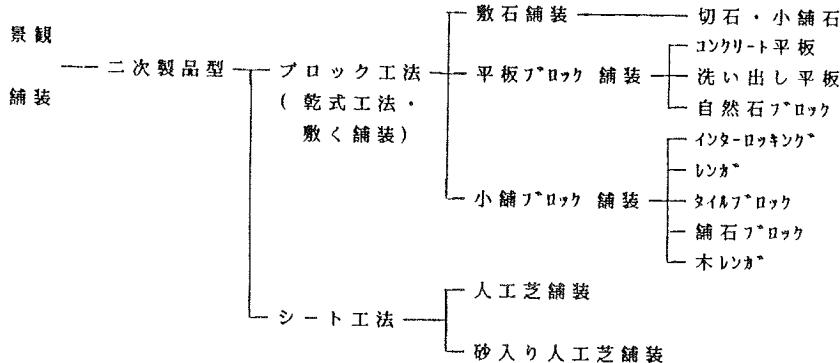


表-1 選出した景観舗装工法

工法名	主な特徴	備考
クレイ系舗装	①クレイ工法 本工法は、反応型固化剤、天然有機物、無機凝集剤の3成分で構成される特殊添加剤を用いて対象土を安定化する工法であり、遊歩道・公園広場・自然散策路および生活車両が通行する車道等へ幅広く適用できる。 また、現地材料を対象土にするので、周囲の景観と調和する自然感あふれる舗装路面を得ることができる。	
	②クレイ工法 +表面処理 表面処理を行うことで、上記①工法の耐摩耗性の向上を目指した工法。	
カラーアス舗装	①砂利圧入マロンテ [®] イックシール工法 本工法は、日本の道100選に選定されている羽州一三藩参勤交代の道、七ヶ宿街道に施工されている自然色舗装であり、マロンテ [®] イックシール混合物に脱色アスファルトでプロコートした砂利を圧入する工法。	場所 : 宮城県 白石市
	②碎石圧入マロンテ [®] イックシール工法 上記①工法の砂利の替わりに現地産石灰岩碎石を用いた工法。	
脱色アス舗装	①ハーフェクトカラーミ工法 本工法は、ハインターミに脱色アスファルトを用いた加熱アスファルト混合物であり、顔料の添加で希望する色相のカラー舗装ができる工法で、ここでは自然色舗装を目指す。	
	②コーラルリーブロック混合物工法 本工法は、ハインターミに脱色アスファルトを用い、骨材はすべて現地産のコーラルリーブロックとした加熱アスファルト混合物であり、現地材料の活用を図った自然色舗装。	工法名は 仮称

現在の集落内道路は、ほとんど白砂で敷き詰められていることから、白色系を表現できる工法を選定すると表-2のようになる。

表-2 各工法の景観舗装としての総合評価

項目 工法名	自然感	色彩 効果	施工の 難易度	コスト (順位)	メンテナンス 難易度	対象土の 選択余地	総合 評価
アーフェクトクレイ L工法	○	○	○	○	△	○	○
砂利圧入マロンテ イックシール工法	○	○	△	△	△	×	△
碎石圧入マロンテ イックシール工法	○	○	△	○	△	×	○
アーフェクトカラーブ M工法	○	○	○	○	△	×	○
コーラルリーフロック 混合物工法	○	○	○	○	△	△	△
セメント安定処理 工法	△	△	○	○	△	×	△

注) 評価基準は、下記のとおりとした。

○: 機能大
△: あまり機能なし
○: 機能あり
×: 機能なし

上表から、竹富一周線の景観舗装としては、現地材料の活用ができること、施工が比較的容易なこと及び自然感あふれる路面が得られること等を考慮してクレイ工法を選定する。

クレイ舗装は、最近になって各種運動施設・公園の苑路・緑道及び自然散策路などに徐々に適用されるようになってきた。現在のところ、クレイ系舗装の舗装構造に関する設計方法は、まだ、確立されたものは無いのが現状であり、その構造設計については、これまでの実績や経験に基づいて、各層の構成を定めているのが実情である。

さらに、クレイ舗装は従来のアスファルト舗装やコンクリート舗装とも異なるため、これらの設計法の適用も難しい。参考までに、クレイ系舗装が記載されているアスファルト舗装要綱の歩行者系道路舗装では、その設計法については触れずに工法の紹介に留まっている。このような状況を勘案して、クレイ系工法の舗装構造については、これまでの実績や経験に基づく構造断面例を参考として各層の構成を検討することにする。

(1) 表層の厚さ

表層の厚さは、クレイ系舗装の施工実績及びアスファルト舗装要綱におけるセメント安定処理路盤一層厚(10~20cm)の最小厚などを考慮して $t = 10$ cmとする。

(2) 各層の構成

クレイ工法の舗装構成を図-2に示す。なお、路盤工については路床の支持力(設計CBR=3)から、流しコーラル $t = 7$ cmとする。また、表面は耐摩耗性の向上を図るために、特殊液剤による表面処理を行うこととする。

(3) 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮結果は、表-3・図-3に示すとおりである。

図 - 2 補 装 構 成

特 性 液 剂
クレイ 補 装
流 し コ ー ラ ル
ピ ー チ コ ー ラ ル

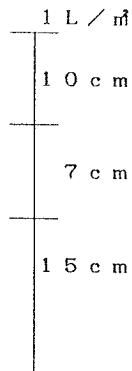
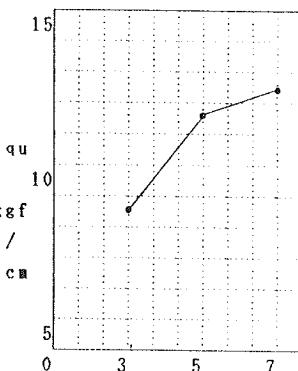


表 - 3 一輪圧縮試験結果

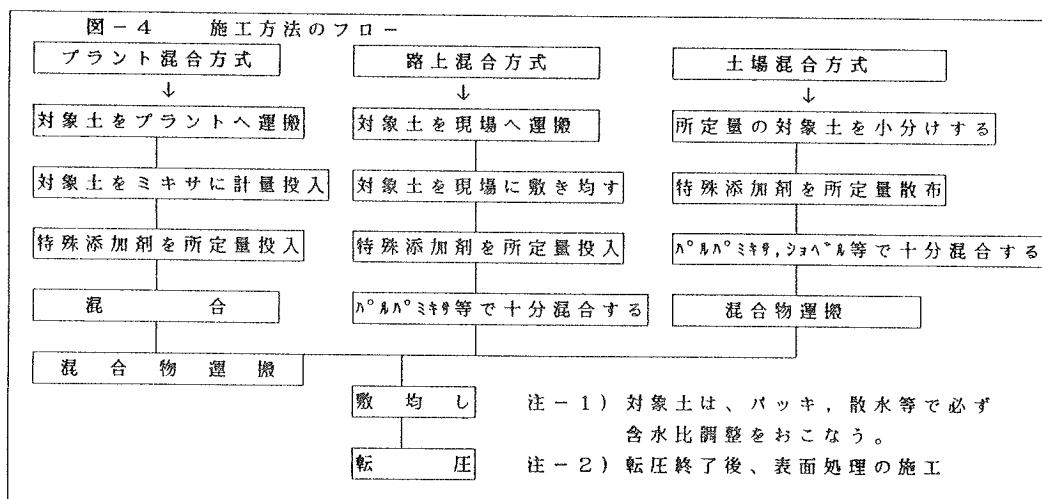
特殊添加剤 添加量 (%)		クラッシャーランユーラル → 輸圧縮強度 qu7(kgf/cm ²)
3	1	10.2
	2	9.5
	3	8.9
平均		9.5
5	1	12.3
	2	10.6
	3	15.0
平均		12.6
7	1	12.7
	2	12.1
	3	15.1
平均		13.3

図-3 添加量と q_{44} の関係



3. 施工方法の検討

施工方法は、図-4の標準的な施工方法の中から、現地の状況に合わせて選定する。



今回、対象としている現場では、工事規模が小さいこと。離島であること等から、混合用プラントの持ち込みが困難と考えられることから、路上混合方式で施工する。

4. きいごに

従来、歩行者系舗装にしか使用されなかったクレイ舗装を車道部に使用することに多少の不安はあったが、竹富島の車両台数が71台（大型車は無し）しかないこと、定期的な路面点検を実施することで維持管理を強化できることから採用にふみきったものである。観測を継続することで路面状態を把握し、これから離島の舗装工法の選定に役立てたい。

参考文献 日本の道100選(建設省道路局),アスファルト舗装要綱S63.年版(日本道路協会)
簡易舗装要綱S.54年版(日本道路協会)

4. 国頭マージ土の安定処理工法に関する実験的研究

～その1～

○琉球大学工学部土木工学科 新垣 政弥 照屋 孝
座喜味 学 上原 方成

1. はじめに

沖縄地方には、国頭まあじ土と呼ばれる赤土が広く分布している。この地方において、開発工事に伴って土地造成等が行われ、ほとんどの場合切土、盛土ができると砂流出災害の一因となっている。

それらは、景観上、安定上などの面からも問題とされるが土工上止むを得ぬ場合が多い。

裸地となつた法面は、降雨や気温等の気象条件により、乾湿繰り返しの結果、風化、浸食され、ついには、崩壊に至る。斜面崩壊には、小規模な表層（浅層）の崩れ、滑落等と、浸透水などによって生ずる規模の大きい斜面内崩壊、斜面先崩壊などのすべり崩壊がある。北部の赤土（まあじ）層は受食性が高く流失や崩壊を起こしやすいものであるがこのように、気象条件による風化、浸食、崩壊のプロセスが河川や海域への赤土流出の一因となって、近年、河川や浅海の汚濁をもたらすとして大きな社会問題になっている。

このように赤土の流出をもたらす、表層土滑落と法面すべり崩壊に対して、その発生を防止、抑制するため、法面保護工、斜面安定工法など施工されている。本研究室では、切土法面保護のための表層（浅層）の安定と盛土等のすべり崩壊の安定化のため基礎的研究として、混和剤による土の安定処理手段にかかる一連の実験を行っている。

今回は、2種の国頭まあじ土（東村及び今帰仁村から採取した試料土以下、東土、今帰仁土と略称する）にセメント系混和剤を混入した供試体について基礎的な力学的試験（縮め試験、一軸圧縮試験）を行った。その結果について一部報告を行う。

2. 試料土

沖縄地方において、国頭まあじ土の分布する島は多いが、代表的な分布地域は図-1に示すように、沖縄本島中北部、石垣島、久米島などである。

本研究では、国頭まあじ土の基本的性質を調べるために、沖縄本島北部の太平洋側2箇所、①東村有銘（上層）、②東村有銘（下層）、③東村平良（上層）、④東村平良（下層）と本部半島内の2箇所、⑤今帰仁村墾謝堂、⑥今帰仁村墾謝堂

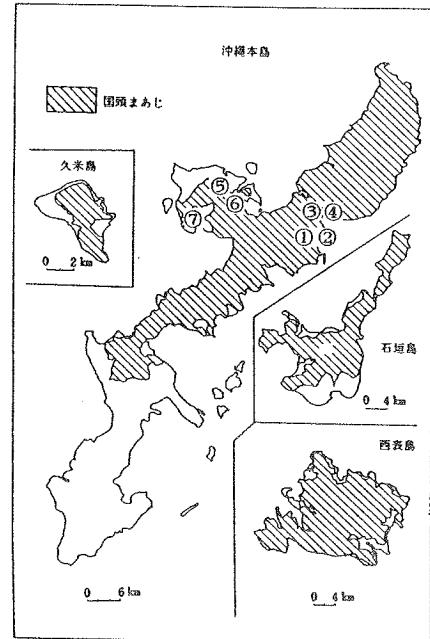


図-1 国頭まあじ土の分布地域
及び試料土採取場所

表-1 国頭まあじ土の物理的性質

採取場所	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	
比重	2.76	2.73	2.77	2.73	2.78	2.72	2.80	
コンシスデンシ特性	液性限界 W_L (%)	45.5	28.7	37.8	NP	53.9	57.3	45.9
塑性限界 W_p (%)	20.4	18.1	23.4	NP	31.7	23.0	25.5	
塑性指数 I_p (%)	25.1	10.6	14.4	NP	22.2	34.3	20.5	
收缩限界 W_s (%)	27.2	23.8	28.1	29.6	22.0	20.6	26.1	
塑性団（日本統一土質分類による細粒分の分類）	粘質土 (CL)	粘質土 (CL)	粘質土 (CL)	粘質土 (CL)	粘質土 (CL)	粘土 (CH)	粘質土 (CL)	
粒度特性	液性限界 W_L (%)	32.9	1.4	2.9	27.3	0.0	0.0	0.0
砂分 (%)	42.2	54.5	40.8	43.5	19.6	1.9	17.2	
粘土分 (%)	8.2	23.1	32.7	20.0	18.2	22.3	30.6	
粘土分 (%)	16.7	21.0	23.6	9.2	62.2	75.8	52.2	
三角座標（日本統一土質分類による分類）	砂質土 (SP)	砂質土 (SP)	細粒土 (F)	砂質土 (SP)	細粒土 (F)	細粒土 (F)	細粒土 (F)	
pH	4.35	4.82	5.23	4.98	4.46	4.15	3.92	

堂（沈砂池）。⑦本部町崎本部の計4箇所から計7つの試料土を採取し、粒度試験、液性限界試験、塑性限界試験、収縮定数試験、比重試験、pH試験を行った。その結果を表-1に示し、そのうち力学的試験に用いた前述の試料土の粒径加積曲線を図-2に示す。

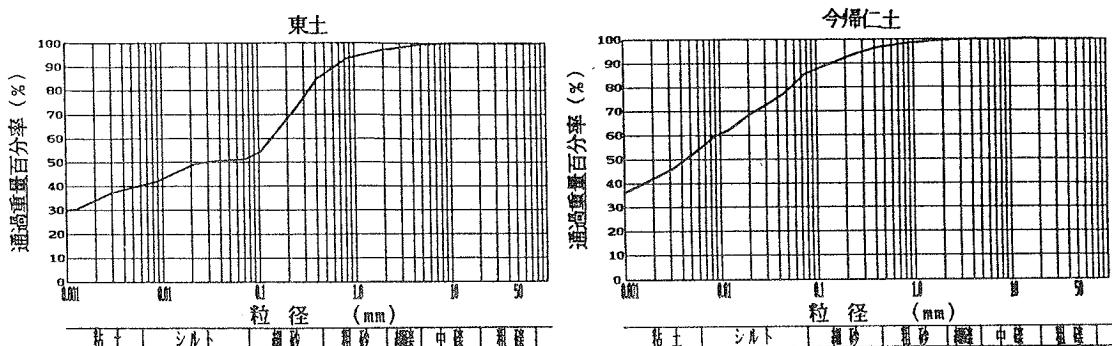


図-2 力学的試験に用いた試料土の粒径加積曲線

3. 試験方法

国頭まあじ土のセメント系混和剤の混入によって力学的特性に及ぼす影響を調べるために、その混合比を0%から1%，3%，5%と変化させ以下の実験を行う。但し、混合比は乾燥土に対する重量比である。

締固め試験：J I S A 1202に準じて実施する。締固め特性の影響因子としてここでは、締固めエネルギーE($\text{kgf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$)を考慮し、各々の土について前述の混合比で混和剤を混入してその締固め特性（最大乾燥密度、最適含水比）を求める。ここで呼び名Aは、直徑10cmモールド、2.5kgランマーを用い、落下高25cm、3層、25回でエネルギーEは 5.63×10^4 ($\text{kgf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$)となる。また、呼び名Dは、直徑15cmモールド、4.5kgランマーを用い、落下高45cm、5層、55回でエネルギーEは 25.3×10^4 ($\text{kgf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$)となる。但し、全て非繰返し法で行う。

一軸圧縮試験：J I S A 1216に準じて実施する。但し、供試体の含水比は、呼び名Aの締固め試験によって得られた最適含水比との差が試験結果に有意な差を生じない範囲の含水比に調整し、呼び名Aの方法で締固めた供試体を用いる。また、混和剤混入時の経過時間による一軸圧縮強さに及ぼす影響を調べるために、混和剤入りの供試体については供試体作製直後の場合と温潤箱において7日間養生した場合について比較する。

4. 結果及び考察

東土について呼び名A（以下東土(A)と呼ぶ）及び、呼び名D（以下東土(D)と呼ぶ）の方法で行ない、締固め曲線をそれぞれ、図-3、1及び図-3、2に示す。同じく、今帰仁土について呼び名A（以下今帰仁土(A)と呼ぶ）、呼び名D（以下今帰仁土(D)と呼ぶ）の方法で行ない、締固め曲線をそれぞれ、図-3、3及び図-3、4に示す。また、上記の試験によって得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、最適含水比 ω_{opt} の値を表-2に示し、図-4に混合比に対する最大乾燥密度と最適含水比の変化を示す。

図-3、表-2からわかるように、(A)、(D)とも東土の方が今帰仁土より最大乾燥密度が高く、最適含水比が低い値を示している。図-2の粒径加積曲線から2つの試料土を比較してみると、東土がやや砂質的であるのに対し、今帰仁土は粘質的である。一般に砂質に富み、細粒分の含有量が少ない土では、高い乾燥密

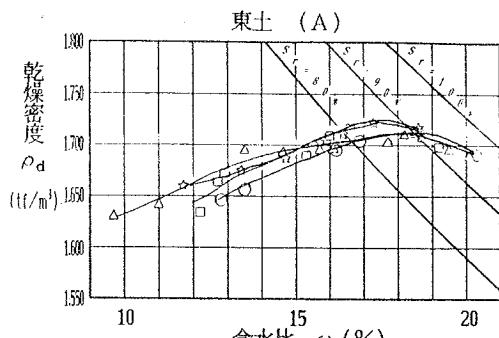


図-3.1 東土 (A) の締固め曲線

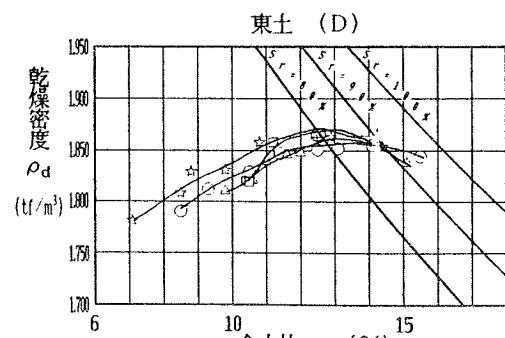


図-3.2 東土 (D) の締固め曲線

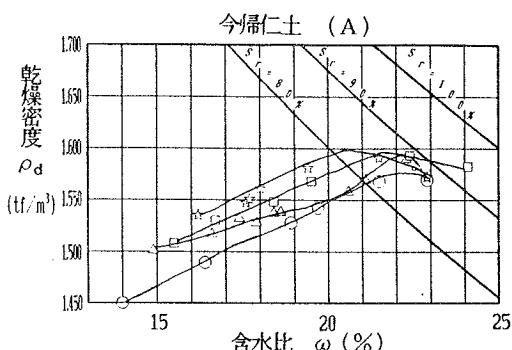


図-3.3 今帰仁土 (A) の締固め曲線

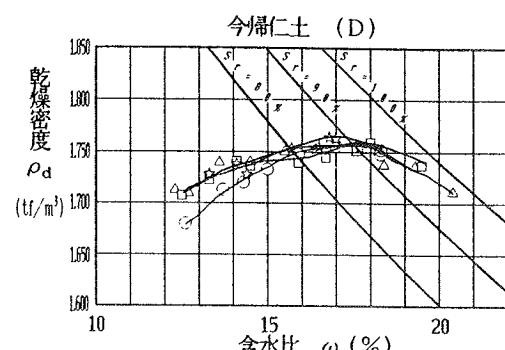


図-3.4 今帰仁土 (D) の締固め曲線

○: 混合比 0.0% △: 混合比 1.0%
□: 混合比 3.0% ☆: 混合比 5.0%

度と低い最適含水比が得られるが、細粒分を多く含む土では、乾燥密度は低く、最適含水比は高いと言われ、このことは、東土の方が締固め効果が高いことからも明かである。

また、図-3、図-4及び表-2から、セメント系混和剤の混入は混合比の増加とともに、最大乾燥密度の増加、最適含水比の減少をもたらすことがわかる。特に、今帰仁土(A)の混合比0%から1%にかけては最大乾燥密度の増加が著しく、また、最適含水比の減少は、今帰仁土(D)の3%から5%にかけて著しい。東土(A)、東土(D)はともに3%から5%にかけては両曲線($\rho_{d\max}$ -混合比曲線、 ω_{opt} -混合比曲線)の勾配が緩やかであり、最大乾燥密度、最適含水比の両方ともさほど効果が上がっていないことを示している。また、図-5から7日養生後における一軸圧縮強さは、混合比3%から5%にかけてほぼ横ばい状態である。以上のことから養生期間におけるならば、混和剤の混合比は3%程度が適当であると言える。しかし、供試体作製直後の一軸圧縮強さは、混合比が増加するにつれてほぼ確実に増加している。このことから、土工中、早期に所要の強度が必要な場合には、混合比の増加によってそれを得ることが可能であると言える。なお、直

表-2 最大乾燥密度及び最適含水比

採取場所	呼び名	混合比(%)	$\rho_{d\max}$ (t/m³)	ω_{opt} (%)
東 村	A	0.0	1.710	18.6
		1.0	1.711	18.2
		3.0	1.721	17.4
		5.0	1.725	17.3
	D	0.0	1.856	13.7
		1.0	1.863	13.2
		3.0	1.868	12.6
		5.0	1.870	12.5
今帰仁村	A	0.0	1.575	22.2
		1.0	1.593	22.0
		3.0	1.596	21.7
		5.0	1.598	20.6
	D	0.0	1.755	18.0
		1.0	1.757	17.8
		3.0	1.760	17.7
		5.0	1.765	16.5

後供試体の強度テストまでには前後で30分から1時間の時差があるため後者の方の強度(反応)が5割前後も増加している。このことは、緊急時の対処法として応用できるであろう。

5. 結論

沖縄本島北部の2箇所から採取した園頭まあじ上に対して、締固め試験、一軸圧縮試験を行った結果、次のことが言える。

1) セメント系混和剤の混入は、その混合比の増加に伴って、一軸圧縮強さ、最大乾燥密度の増加及び最適含水比の減少、と言う効果を得ることができる。

2) 東土の場合は、混和剤の混合比は3%が適当であると推定できる。

3) 早期に、所要の強度が必要な場合には混合比の増加によって得られ、土工中の気象条件などに応じて適切に混合比を選ぶことができよう。

4) 法面表層の保護又は仮設的保護は僅少の混和剤を使用して締固め密度をあげることによって保たれ、盛土の崩壊に対しては混和剤使用によって強度を高めて対処できるであろう。

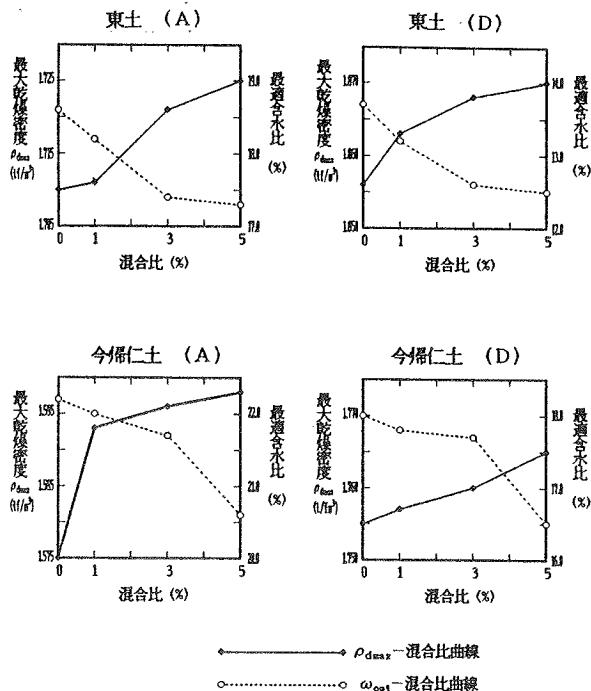


図-4 混合比に対する最大乾燥密度と最適含水比の変化

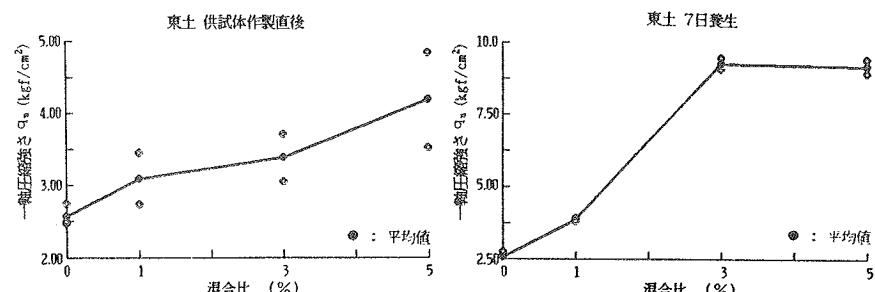


図-5 混合比に対する一軸圧縮強さ

6. おわりに

今回の実験では、今帰仁土の一軸圧縮試験のデータが得られなかつたため適当な混合比が推定できなかつた。よつて今後は今帰仁土についても一軸圧縮試験を行い、さらに養生期間を14日、28日間と延ばした場合における一軸圧縮強さの変化についても調べる必要がある。同時に、CBR試験、スレーキングテスト等についても検討する必要がある。また将来は、ガリ浸食等の抵抗性も考慮し、暫定的又は、応急的手段として必要最低の混合比のような値を求めるこども可能であろう。

5. 国頭マージの路床土としての締固の特性

(財) 沖縄県建設技術センター

松島 良成 福地 保泉 ○安里 剛也

1. 目的および概要

沖縄県内のローカル材料であるコーラルリーフロック、およびコンクリート再生路盤材等の等置換算係数 a_1 (以下 a_1 とする) を決定するために、試験舗装を実施することになった。

試験舗装により a_1 を決定するためには、供用中における舗装体の路面性状を調査し、舗装体が破壊したとする路面性状まで、供用を行う必要がある。この場合、最も重要なことは、試験舗装区間の交通荷重が一定であり、路床条件も同じであるということである。

ところが、試験舗装を行う路線において次のような問題が生じた。

a) 試験舗装区間となった路床は、設計 CBR が 1 ~ 30 % と非常に不均一であった。

b) 当路線は、5 年後に改良工事が計画されているため耐用年数を 5 年にしなければならない。

そこで、耐用年数 5 年、路床が均一となるように設計 CBR を 3 ~ 5 % に置き換えることになった。したがって、路床土として弱い状態に盛土を施工するために施工管理基準を作成する必要が生じた。

今回は、この路床土の締固め特性について述べる。

2. 試験方法

2. 1 室内試験

1) 締固め試験

設計 CBR との関係を調べるために 67 回 3 層で締固めを実施した。(b 法 15 cm モールド使用)

2) CBR 試験 (JIS A 1211)

67 回 3 層で締固めた供試体を使用した。(15 cm モールド使用)

3) 貫入抵抗試験

プロクターニードル試験器により径 7 mm (G) の貫入棒を用いて貫入抵抗 (Pb ポンド) を読み取った。

2. 2 現場試験 (1'ローラーおよび 4'ローラー使用)

1) 締固め試験

砂置換法と RI 計器により測定した。

2) CBR 試験

現状土の供試体を抜取り、室内で試験を行った。

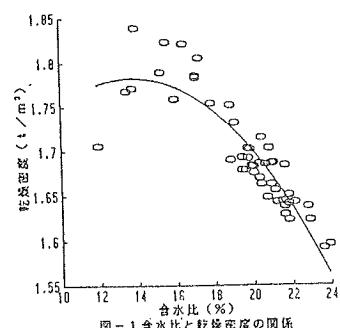
3) 貫入抵抗試験

同上 (室内試験に同じ)

3. 試験結果

今回の場合、施工箇所に近く自然含水比が一定かつ施工に必要なボリューム (6000 m³) の供給できる土取り場としなければならなかった。また、設計 CBR が 3 ~ 5 % 程度の土でなければならない。以上のようなことを考慮して選定した土は、分類名 S F、比重 2.79, I_p 9.0、自然含水比 19 ~ 21 % 程度の国頭まあじであった。

この土の締固め特性は図-1 ~ 3 のような結果となった。CBR と密度との関係 (図-3) では、同一密



度における CBR がばらついているため、密度は下限値のみを決定する指標とした。含水比と CBR (図-2) の関係で、ウェット側の含水比においては、一次回帰が得られた。以上のようなことから、施工含水比を 18~22% とし、乾燥密度は 1.50 (t/m^3) 以上で管理することとした。

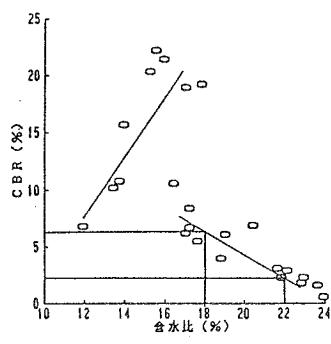


図-2 含水比と CBR の関係

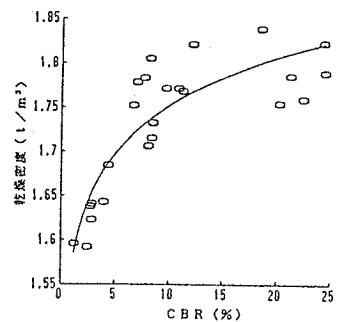


図-3 CBR と乾燥密度の関係

次に、施工機械の選定と締

固め回数の決定を行うための試験盛土を実施したが、ここで考慮しなければならないことは、土の含水比が、ウェット側であるためオーバーコンパクションのおこる可能性があることである。そこで、CBR 試験に似た簡易な試験であるプロクターニードル試験を行うことによって管理することを考えた。室内試験による CBR とプロクター貫入抵抗値の関係図を図-4 に示す。この図より、プロクター貫入抵抗値が $30 \sim 60$ (P_b) の範囲にあれば CBR は $3 \sim 8$ % 程度になることがわかったので、これをを利用して、オーバーコンパクションの管理と補助的な CBR の管理を行うことにした。試験盛土を行う際、含水比を R.I. 測定器で測定し、現状土の CBR 試験、プロクターニードル試験を各転圧回数ごとに実施した。

これらの結果より、転圧機械は $4 t$ 振動ローラーとし、巻出し厚は 30 cm、転圧回数は、無振動 2 回、有振動 4 回と決定した。このように施工した現状土の CBR は、 $3 \sim 5$ % 程度となる結果を得た。(図-5)

4. 考察

今回の調査、試験においては、土の締固め機構による密度、CBR 特性などの相違をあまり検討できなかった。すなわち、室内試験における締固め曲線と施工機械による締固め曲線の相違(図-6)を考慮できなかった。この相違により土のウェット側、ドライ側の領域が違うであろうから管理基準の範囲も違うものとなる。

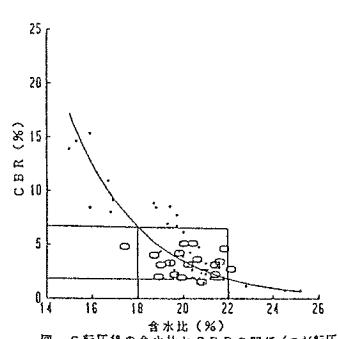


図-5 転圧後の含水比と CBR の関係(○が転圧後)

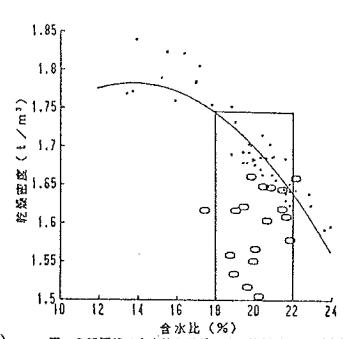


図-6 転圧後の含水比と乾燥密度の関係(○が転圧後)

今後は、室内試験をより現場に近づけるような考え方をもって試験解析を行うことが必要であると考える。

6. 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討

(財) 沖縄県建設技術センター
宮城武敏 親川剛 ○松島良成 安里嗣也

1. まえがき

アスファルト舗装要項において、舗装厚を決定するためには、路床土を採取し、乱した試料で設計CBR (67回*3層)を行うことを原則としている。一般に、CBR試験は、最大粒径に大きく影響される試験である。したがって、泥岩などのように、試料採取や試料調整時の人為的なものによって、粒度が変化する材料などでは、同一の路床から採取した試料にも関わらず、CBRが大きくばらつく結果となることが考えられる。

また、最大粒径を大きくしていくと、最終的には現状土（乱さない試料）のCBRによって設計することが考えられる。アスファルト舗装要項においても“切土路床などで、乱すと極端にCBR値が小さくなることが経験的にわかつており、しかも路床土をほとんど乱すことなく施工できる場合には、乱さない試料を用いてよい”としている。したがって、島尻層泥岩のように粒径により、CBRなどの強度特性が変化する材料については、試料採取の方法や試料調整方法などに関する基準が必要と考えられる。

今回は、粒度の範囲によって、どのようにCBR強度が変化するか把握するために室内試験を行い、実際に島尻層泥岩を路床とする舗装にFWDによる載荷試験を行い、その測定値を基に多層弾性理論プログラム（ELSA）を利用して、路床の実際のCBR値の推定を試みた。

2. 試料及び試験・調査方法

(1) 試料

試料は西原町棚原において、新鮮な泥岩地山から採取し、ビニール袋に入れて密封し含水比を変化させないようにした。採取した試料は、自然含水比のまま人為的に破碎し、粒径が0~5mmの範囲の試料と0~40mmの範囲の試料とに調整した。

また、現状土CBR用（乱さない試料）の試料採取は、困難であるため、2~3個の岩塊をモール内に入るように成形し、それらを組み合わせて供試体を作成した。今回の報告では、これを現状土CBRとするが、実際の現状土CBRは今回の値よりも大きいと考えられる。

試料の物理的性質は、自然含水比22~23%，土粒子の比重2.772、液性限界19%、塑性限界53%、塑性図でCHに分類される。

(2) CBR試験 (JIS A 1211)

CBR試験は、内径15cmモール、質量4.5kgのランマを用いて、自然含水比の状態でモールに3層に分け入れ、各層67回ずつ突き固め作成した供試体を、4日間水浸後に行う。

現状土のCBR試験は、成形しモールに挿入した供試体を4日間水浸後に行う。ここでは、含水比が自然含水比より乾燥側(10%)の供試体についてもCBR試験を行った。

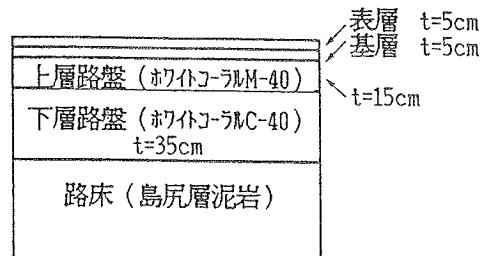
(3) FWDによるたわみ量調査

今回の調査は、佐敷町新里地内の県道137号線で行った。当路線は、B交通、設計CBR4%として舗装構成を決定しており、その標準断面図を図-1に示す。

測定箇所は、輪部(WP)、非輪部(BWP)に分けて測定を行った。

3. 試験・調査結果及び考察

各々の試料に対する試験結果を図-2に示す。乾燥密度は、膨張比やCBRにはあまり影響せず、粒径の差がそれらに影響を与えることがわかる。また、膨張比の関係図より、岩塊が多いほど膨張比が小さくなる傾向がわかり



、突き固め時の岩塊の破碎による細粒化で細粒分は増加するが、すべての岩塊が破碎されるのではなく、5mm以上の粒径が存在すると考えられる。以上のようなことから、最大粒径がCBRに大きく影響することわかる。

FWDによる測定結果を表-1に示す。路面の表面温度は28~29°Cであった。これらの結果より得られたたわみ量から多層弹性構造アーリングにより、舗装を構成する各層の弹性係数E（解析上の評価係数）の推定をした結果を表-2に示す。ここでの推定方法は、各層のEを仮定し、実際のたわみ曲線に近似させることにより求めるものである。ここでは、載荷板（D=30cm）の範囲以内ではアスコンの塑性変形が起こる可能性があるため、そのたわみ量は無視して近似を試みた。このようにして解析した結果より、路床の弹性係数Eは2000(kgf/cm²)と推定される。また、過去のFWDによるEの推定値と設計CBRの関係から、E=100CBRとなる概略的な回帰式が得られている。この式から推定すると路床のCBRは20%程度と考えられる。

一般に、5t荷重直下のたわみ量は、路面の表面温度20°C程度の場合、B交通の舗装構成では300~500μmとなり、D交通の舗装構成の場合では100~200μmとなる。これらより、島尻層泥岩を設計CBRによって舗装構成を決定した場合D交通と同程度の高級舗装となることわかる。また、推定した各層の弹性係数Eを用いて、設計CBR4%の場合（E=400）のたわみ量を推定した結果を図-3に示す。この結果は370μmとなり、前述のB交通の舗装構成のたわみ量の範囲内である。

したがって、島尻層泥岩を路床とする舗装を設計する場合、現状土のCBR試験を利用した方が合理的であると考えられる。しかし、現状土CBRにより舗装構成を決定すると舗装厚が薄くなり、交通荷重による影響が大きくなることが考えられる。ここで、輪部（OWP）と非輪部（BWP）のたわみ曲線を図-4に示す。この図より、OWPにおいては交通荷重が作用するために舗装が劣化し、たわみ量がBWPより増加する傾向になることがわかる。この舗装は供用後2年6ヶ月である。現状土CBRにより舗装設計を行う場合、動的荷重に対する耐久性の評価が必要となってくると考えられる。

4.あとがき

今後は、採取地別に今回行ったような粒度とCBR等の力学的性質との関係を調査し、動的荷重に対する耐久性の評価についても調査していく考えである。

また、実際の舗装ヶ所において載荷試験などの追跡調査を継続し、路床の性状評価を行いながら、島尻層泥岩を路床とする舗装の合理的な設計方法のあり方を検討したいと考えている。

（参考文献）

- 丸山ほか：FWDによる舗装診断システム、舗装、vol23, No11, pp16~20, 1988
- 原田ほか：FWDたわみの温度補正、土木学会第44回年次学術講演会、1989, 10
- 雑賀ほか：舗装のたわみ測定から得られる性状値に関する考察、土木学会第44回年次学術講演会、1989, 10

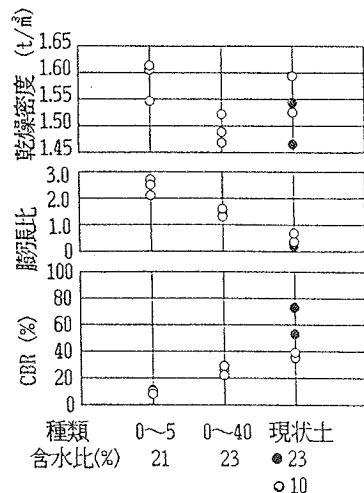


図-2 粒度範囲とCBR等の関係

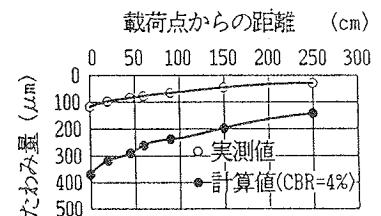


図-3 実測値と計算値のたわみ曲線

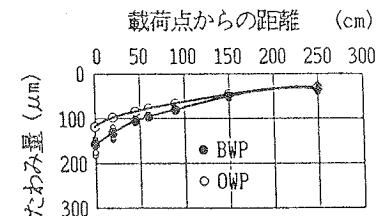


図-4 OWPとBWPのたわみ曲線

表-1 FWDの測定値及び計算値

	載荷点距離	0cm	20cm	40cm	60cm	90cm	150cm	250cm
BWP	実測値	119	99	85	78	67	46	30
	計算値1	147	113	89	80	67	48	29
	偏差	-28	-14	-4	-2	0	-2	1
OWP	実測値	158	132	106	97	81	51	34
CBR=4%	計算値2	370	318	290	261	239	198	144

表-2 弹性係数の推定値

層名	アスコン	上層	下層	路床
E(kg/cm ²)	60000	25000	20000	2000

7. 比抵抗映像法による琉球石灰岩の空洞調査

応用地質株式会社 ○角 和衛
吉田 真一

1. まえがき

沖縄地方の代表的な地質として琉球石灰岩が挙げられる。この琉球石灰岩は砂礫質の未固結部と、雨水の影響を受け再結晶した非常に硬質な固結部（岩塊状の岩盤部）とが複雑な形態で分布している。特に固結部においては、空隙が大きく、時には鍾乳洞を形成することもある。空洞の存在の有無が、土木構造物を設計するに当たり大きな問題になっている。今回、地盤の比抵抗値を詳細に求めることにより、未固結部と固結部の分布形態を把握することが出来た。問題となる空洞は固結部に分布しており、設計に際して危険箇所を避けることが可能となった。

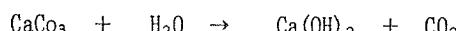
2. 琉球石灰岩と空洞

琉球石灰岩は数十万年前の第四紀更新世に発達したさんご礁および、その碎屑物であって、現在形成されている石灰岩台地は、その後の地殻変動・海水準変動などによって、隆起沈降をくり返して造られた。

琉球石灰岩は、島尻層群（主として半固結～固結の泥岩）を不整合に覆い、段丘堆積物、沖積低地堆積物またはさんご礁堆積物に覆われており、平均層厚40～50mで基盤岩類の上に広く分布するのが特徴である。

琉球石灰岩は石灰質であるため、隆起して離水し台地を造ると二次的に再結晶作用が進行し、地表面に近い表層数mの区間が固結し易い傾向にある。石灰岩台地の表面は良く岩石化しており、石灰岩という名称が良く調和するが、この再結晶帯は一般に地表から数m区間でそれより下部では、砂礫質の岩相になる。

本調査で対象としている琉球石灰岩は、炭酸カルシウムを50%以上含んだ堆積岩である。炭酸カルシウム(CaCO_3)は、水(H_2O)に溶け易く水酸化カルシウム(Ca(OH)_2)と炭酸ガス(CO_2)に変化し易い。



この化学変化の進行に伴い石灰岩中に空洞が形成される。この空洞がさらに成長して、鍾乳洞を形成する。

地下水の状態を別として、琉球石灰岩に空洞が形成される要因として次のことが考えられる。

a) 砂礫質の未固結部（図-1 a）

地下水は特定の箇所を流動しない。このために、規模の小さな空洞しか形成されない。

b) 岩塊状の岩盤部（図-1 b）

地下水が特定の割れ目を流動し、石灰岩の溶解により大きな空洞が形成される。

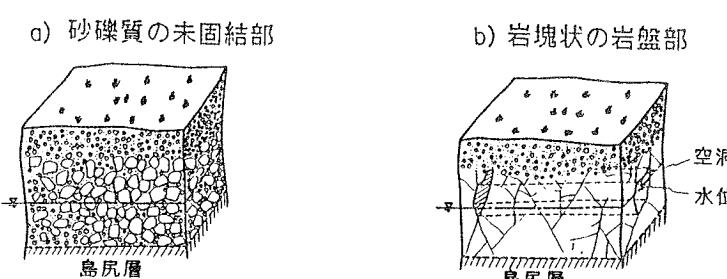


図-1 空洞の生成

3 電気探査（比抵抗法）の適用

電気探査（比抵抗法）とは、地盤の電気的な通り易さ（比抵抗）の違いに着目した探査法である。琉球石灰岩は生成年代が新しく、石灰岩の中でも低い比抵抗値を示すと考えられた。一方、現地にみられる鍾乳洞はドライな状態であったため、高い比抵抗値を示すものと考えられた。

電気探査（比抵抗法）としては、測線下鉛直二次元断面にて地盤の比抵抗分布を映像で表現できる『比抵抗映像法』を採用した。¹⁾

今回用いた『比抵抗映像法』は、地盤の比抵抗分布を二次元構造としてとらえ、測線直下の断面における比抵抗分布を探査するものである。この方法の特徴は、従来、見掛け比抵抗値で表現していたものが、理論計算より導いた比抵抗値が得られるばかりでなく、地形の補正が可能であり、地下構造の複雑な変化を二次元断面としてカラー表示で解析できることにある。従って、地下の特徴的な構造の形状や、その連続性をとらえることができる。図-2に解析のフローチャートを示す。

測線の仕様を以下に示す。

- ① 探査深度は、基盤岩をなす島尻層群の上面深度の約1.5倍（約18m）とした。
- ② 電流電極、電位電極の測定間隔は1.5mとした。
- ③ 調査地内の測線配置は平行方向とし、空洞が形成され易い地下水の流向と、直交する方向に設けた。
- ④ 各測線の間隔は、最大電極間隔内（探査深度と同じ）で電界が重複する10mとした。

4 地盤状況と比抵抗分布の関係

空洞調査は沖縄本島中南部の丘陵地、a地区とb地区の2箇所において実施した。

調査結果として、両地区での比抵抗分布のパネルダイヤグラムを図-3および図-4に示す。比抵抗値は、a地区で10~3000Ω-m, b地区で10~1000Ω-mの広範囲に分布している。この比抵抗値を3つに区分すると以下のようになる。

低比抵抗ゾーン：400Ω-m以下

中比抵抗ゾーン： 中間

高比抵抗ゾーン：800Ω-m以上

a, b地区共に大部分は低比抵抗ゾーンであるが、部分的にレンズ状を示す高比抵抗ゾーンが顕著に現れている。パネルダイヤグラムを見ると、この高比抵抗ゾーンは平面的に連続性がよく、高比抵抗ゾーンの分布形状は、地下水の流向に沿ったものであり、この高比抵抗ゾーンが空洞を示すものと解釈した。

電気探査の解釈をチェックするため、高比抵抗ゾーンを中心にボーリング調査を両地区で21箇所実施した。またb地区では、空洞内に立ち入り、空洞の形状及び位置の測量を実施した。その結果、空洞の位置およびボーリングコアの状況と比抵抗値の関係は、次のような状況を示していた。

- ① 比抵抗値が低い箇所でのボーリング結果では、粘土を混える砂礫等の未固結な琉球石灰岩が分布しており、この範囲では空洞は確認されていない。
- ② 高比抵抗ゾーンに相当する箇所で実施したボーリングでは、固結度が高い塊状の琉球石灰岩が分布していることが多い（図-5参照）。

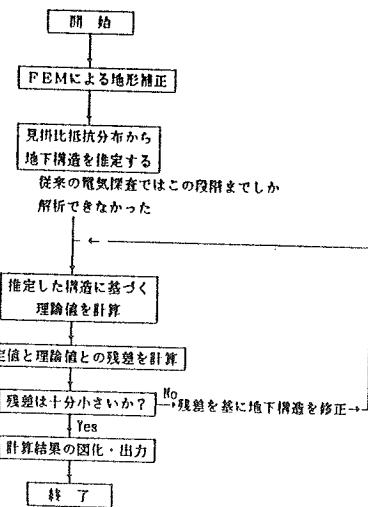


図-2 比抵抗映像法解析のフローチャート

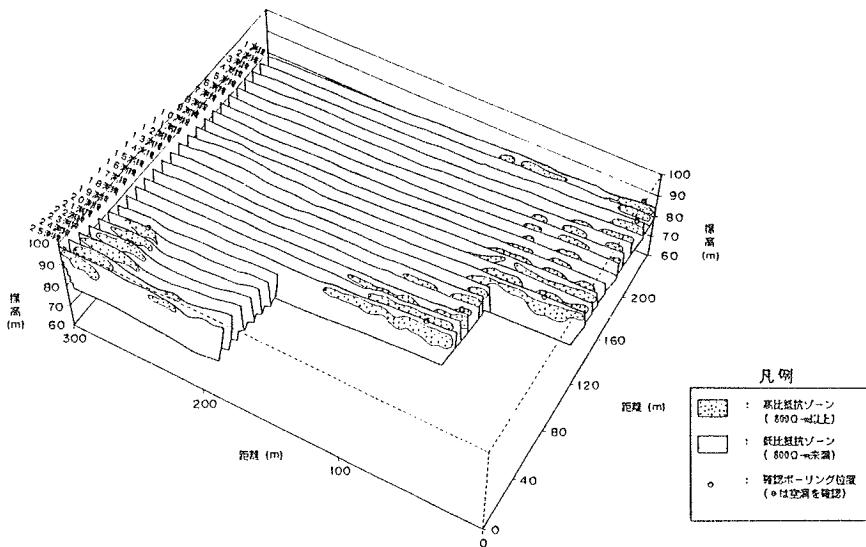


図-3 比抵抗分布のパネルダイヤグラム (a 地区)

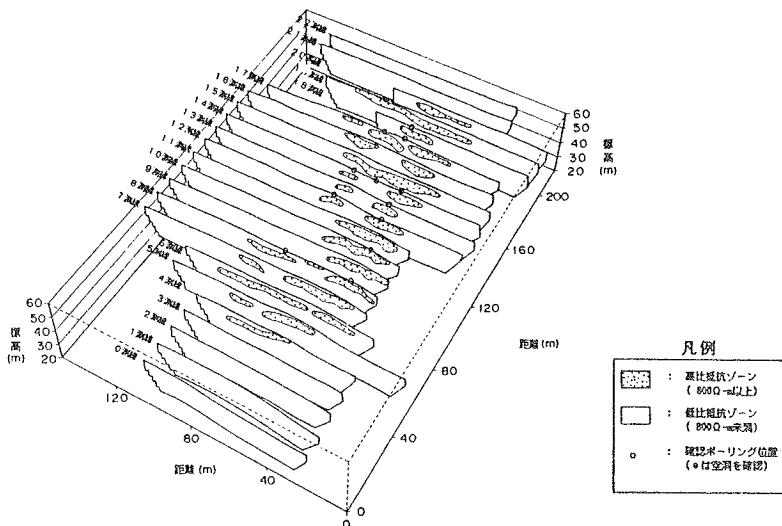


図-4 比抵抗分布のパネルダイヤグラム (b 地区)

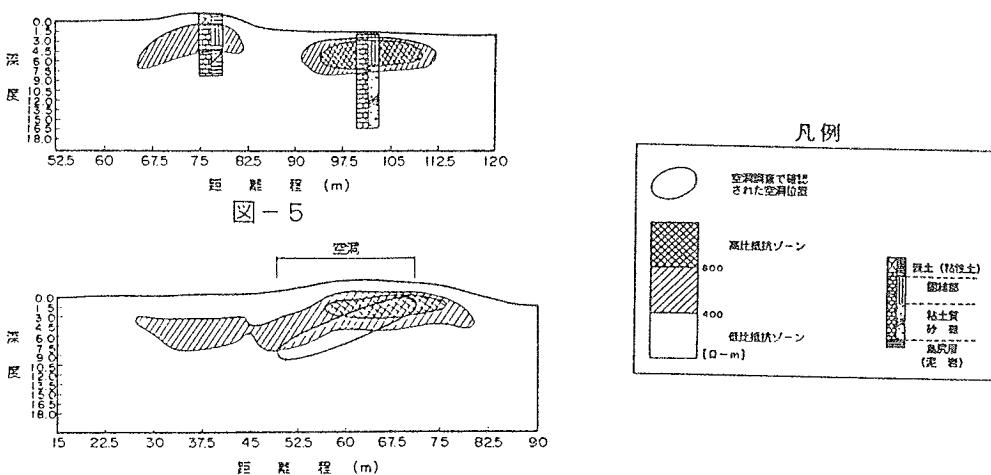


図-5

- ③ 確認された空洞（確認ボーリング、空洞測量調査から判明したもの）は、高比抵抗ゾーンの下位に位置している（図-6参照）。
 - ④ 塊状の琉球石灰岩の下位には、未固結の石灰岩が分布していることが多い（図-5参照）。
- これらの調査結果から当初、高比抵抗ゾーンは空洞部を示していると予測していたが、高比抵抗ゾーンはむしろ琉球石灰岩の固結部の範囲を示していると解釈する方が妥当であると判断され、最終的には比抵抗分布と地盤状況の関係を次のように解釈した。
- I 高比抵抗ゾーンを示す位置は、必ずしも空洞位置を示しているものではなく、むしろ琉球石灰岩地帯においては二次的に再結晶した固結度の高い塊状の石灰岩を反映したものと考えられる。
 - II 鍾乳洞を形成するような空洞は、形成のメカニズムで述べた様なことからしても、砂礫質の未固結な石灰岩中には存在せず、むしろ固結度の高い塊状の石灰岩中に存在すると考えられる。
 - III 高比抵抗を有する琉球石灰岩の下部には、低比抵抗を有する未固結の石灰岩が分布することが多く、低比抵抗ゾーンには、未固結の石灰岩（粘土混じり砂礫層）や島尻層群が分布していると考えられる。

調査は、当初空洞そのものを探査する目的で実施したものではあったが、結果的には琉球石灰岩の固結状態を把握する結果となった。

5. あとがき

琉球石灰岩の未固結部と固結部の分布形態は複雑であり、今まで、両者間に境界を引く作業は困難であった。しかし、今回の調査で地盤の比抵抗値を詳細に求めることにより、両者の境界をある程度、面的に捕らえることが可能となった。すなわち、今回の比抵抗映像法による調査は、空洞を直接把握する目的で実施したものであったが、比抵抗分布からは、琉球石灰岩の未固結部と固結部の分布形態を把握することとなった。空洞は、その形成のメカニズムを考えると固結部に位置し、未固結部に存在する可能性は低いことから、調査結果は、空洞が存在しない所を指摘することとなった。今後は、固結部と空洞を分離するために、解析精度の向上もさることながら、他の調査手法との組み合わせも含めた調査手法の新規改良・開発および解析技術の向上が必要である。

《参考文献》

- 1) 島 裕雅・坂山利彦：電気探査におけるアルファセンター法を用いた2次元自動解析の試み，物理探査学会秋季講演会予稿集, pp. 79～80, 1985
島 裕雅・坂山利彦：電気探査・2次元自動解析による地盤構造の把握，第21回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 95～96, 1986

8. ダム工事により発生する濁水の電気処理について

北部ダム事務所 瑞慶山出張所長 澤本 重成

○工事一係長 宇梶 実

1. はじめに

ダム建設工事の現場で発生する濁水は掘削、基礎処理等によるものであり、処理方式は図-1のよう分類される。

瑞慶山ダムでは凝集沈殿方式で一般化している薬品処理方式を採用しているが、今回薬品添加に変えて電気式処理方式を試験的に取り入れている。この電気式処理方式の現在までの処理結果とダム工事地内に広く分布している国頭マージいわゆる赤土砂に対しての効果を実験等から報告するものである。

2. 凝集沈殿方式

一般に濁水の原因となる粘性土等のSS(浮遊懸濁物質)は、表面がマイナスに帯電しているため水中において粒子が互いに反発し、そのままつり合って沈降に時間がかかる。凝集沈殿方式は濁水中にプラスイオン(Al^{3+})を溶出することによって中性化し、粒子間の反発力を奪い、互いに結合して小さなフロック(団粒)を形成する。さらに水中に溶出したアルミニウムイオンの一部は、水酸化アルミニウム [$Al(OH)_3$]を形成し、フロック化した懸濁物質を包括し大きなフロックとして沈降させやすくしている。

2. 1 薬品処理方式(化学的処理)

濁水中にプラスイオンを溶出する薬品としては、硫酸バンド [$Al_2(SO_4)_3$]、PAC(ポリ塩化アルミニウム) [$Al_2(OH)_nCl_{6-n}$]等がある。

瑞慶山ダムではPACを使用している。(図-3)

2. 2 電気式処理方式(電解処理)

濁水中にプラスイオンを溶出させるために陽極にアルミニウム板、陰極にステンレス板を使用した電極を入れ、直流電圧を負荷すると陽極のアルミニウム板からアルミニウムイオンが溶出する。(図-4)



図-1 濁水処理フロー

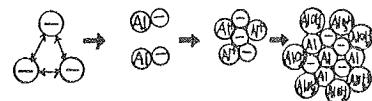


図-2 凝集沈殿処理

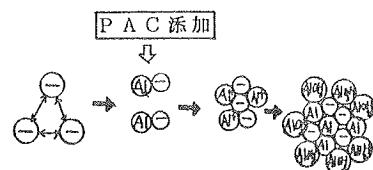


図-3 薬品処理

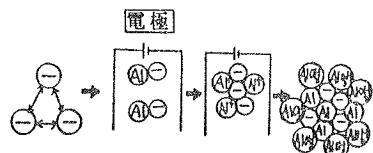


図-4 電気処理

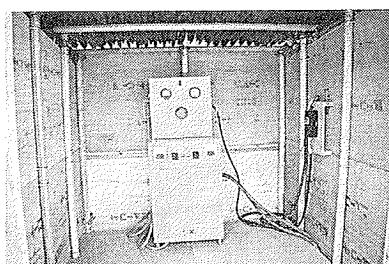


写真-1 電源装置



写真-2 電極装置

2. 3 現場処理フロー

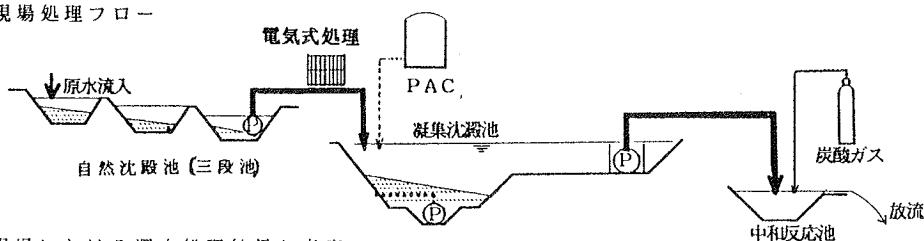


図-5 凝集沈殿処理フロー

3. 工事現場における濁水処理結果と考察

3. 1 濁水処理結果

自然沈殿池及び薬品、電解処理結果は

図-6、表-1、のとおりである。

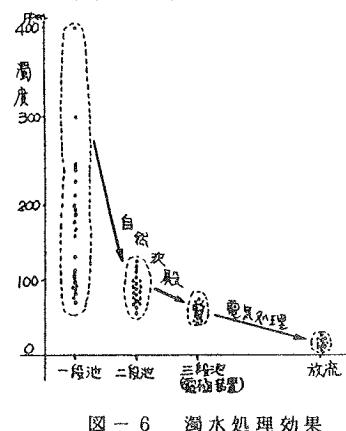


図-6 濁水処理効果



写真-3 電極板(使用後)

3. 2 考察

- 1) 自然沈殿池の三段池は、図-6 のように高濃度濁水を 100 ppm 程度まで下げる処理効果をもっている。
- 2) 電解による顕著なフロックの形成は認められないが、表-1 のように放流水を 25 ppm 以下にする基準は達成している。これは原水が自然沈殿池(三段池)で前処理され 100 ppm 以下となっているため、フロックの形状が微細になっていると思われる。
- 3) 電解処理後の沈殿池における滞留時間が、10 時間以上あることも結果を良好にした一因である
(薬注も電解もしない 60 ppm の原水のケースでは、40 ppm 程度までしか低下しない)
- 4) 電極板への付着物による電解機能低下が心配されたが、陽極への炭酸カルシウム (CaCO₃) の付着を認めるものの、極端な機能低下は見られなかった。グラウトによるセメント系濁水では、写真-3 のように一ヶ月程度でアルミニウム板がボロボロになり定期的に交換した。

既設薬品処理				電解処理			
月日	処理水量	薬注量	原水濁度	月日	処理水量	電圧/電流	原水濁度
11/01	1,764m ³	56kg/1.6kg	79/23ppm	11/22	1,278m ³	6V/60A	47/19ppm
02	1,422	43 /1.4	72/23	23	1,218	6V/60A	48/19
03	1,702	53 /1.7	74/24	24	1,487	6V/60A	44/20
04	休日			25	休日		
05	1,080	34 /1.1	68/20	26	1,750	7V/65A	45/19
06	1,242	39 /1.2	70/21	27	1,029	7V/60A	53/19
07	1,044	32 /1.0	66/19	28	2,455	8V/65A	57/20
08	1,350	42 /1.3	67/22	29	2,365	8V/60A	61/21
*09	1,476	91 /2.9	79/23	30	2,405	9V/65A	55/17
*10	1,152	71 /2.3	74/22	12/01	1,667	9V/60A	54/18
11	1,188	38 /1.1	74/23	02	休日		
12	休日			03	1,283	9V/60A	59/19
13	1,152	36 /1.1	77/24	04	1,694	9V/60A	62/21
14	1,116	35 /1.1	77/22	05	2,173	10V/65A	58/21
15	1,008	32 /1.0	79/23	06	2,261	10V/65A	58/20
16	1,152	36 /1.1	74/21	07	2,167	10V/60A	88/23
17	990	30 /0.9	62/21	08	1,213	10V/60A	77/19
18	休日			09	休日		
19	1,134	36 /1.1	64/20	10	1,379	10V/55A	86/21
20	1,260	40 /1.2	65/21	11	1,751	10V/55A	89/22
21	1,440	45 /1.3	54/20	12	1,454	10V/55A	66/17
18日間	22,672m ³	789kg/24.4kg		18日間	31,629m ³	223.44KWh	

薬注量は 30ppm/1ppm * 日は 60ppm/2ppm

表-1 濁水処理結果

電解処理中は薬品使用量 0kg
電解条件 設定期水槽 60m³/hr
設定電流値 60A
7m³ 溶出量 0.6715kg/1
PAC 换算量 12.6ppm

4. 赤土濁水室内試験

工事現場での濁水処理はセメント系濁水であり、赤土の高濃度濁水に対しての効果、アルミニウム溶出量と濁度低下の関係、薬品処理との比較等のため赤土濁水の室内試験を実施した。

試験方法としては現場内の赤土を採取し、水道水で希釈後74ミリリットルで分級し、400 ppmの濁水を500 mlビーカーに入れ電極装置（3×4cmのアルミ板とステンレス板で構成）に直流電源を接続し電解処理する。

4. 1 試験結果の考察

- 1) 赤土の高濃度濁水に対しての電解効果は、別図-7に示されるように無処理濁水と、電気処理濁水の経過時間における濁度低下の差は歴然としており、有効である。
- 2) 電解によるアルミニウム溶出量と、濁水処理効果の関係も明らかな差異が読み取れる。今回の実験では、2 mg/l～9.4 mg/lの範囲での結果である為、アルミニウム溶出量の増加に伴ない濁水処理効果も上昇しているが、実際には、ある程度以上のアルミニウム溶出量となると逆に濁度の上昇が予想される。
- 3) フロックの形成については、アルミニウム溶出量の多少に係わらず形成されているのが観察できる。しかし、フロック化していないSS（浮遊懸濁物）量に差が見られ、これが濁度低下の差にも表れていると思われる。
- 4) PAC添加処理と、電気処理の比較において端的な相違点は、形成されるフロック粒経に表れPAC添加により形成されるフロックのほうが大きい。これは、PACの特性とも言える架橋能力が、電解により生成される水酸化アルミニウム $[Al(OH)_3]$ の架橋能力より優れているからであろう。今回の試験におけるPAC添加量は、予め経済的最大効果点を予備試験において求めその結果、75 ppm添加にて比較を行ったが、同一アルミニウム溶出量の電解処理（4 mg/l）との比較において、架橋能力の差が、濁度低下の差に表れているようだ。この結果として、濁水処理効果は、アルミニウム量にのみ支配されているわけではないことが言える。
- 5) 図-8は、電気処理において初期濁水濃度の違いが沈降速度にどう影響があるかを、5000 ppmまで行った結果である。500 ppm以上の高濁度では、沈降速度が極端に落ちる結果となった。

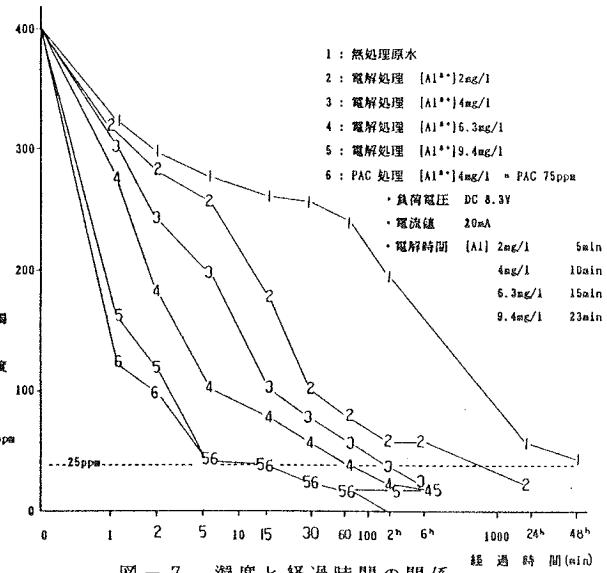


図-7 濁度と経過時間の関係

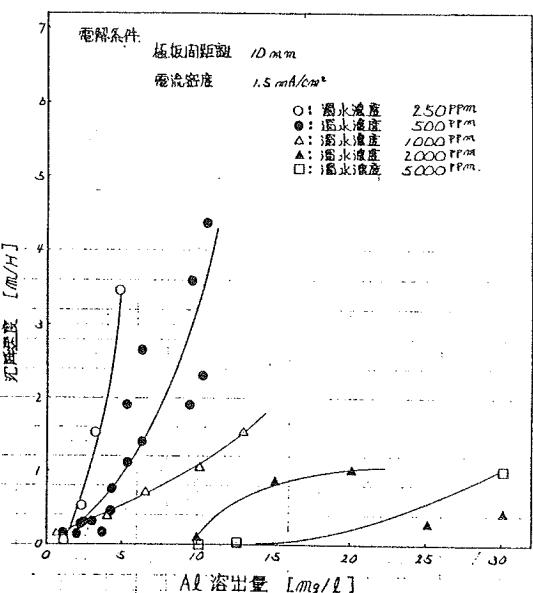


図-8 濁水濃度変化に伴う凝集効果の違い

これにより電気処理は 500 ppm 以下の濁水には効果的であるが 500 ppm 以上の濁水については、前処理で 500 ppm 以下となるようにする必要がある。

5.まとめと今後の課題

上記の結果から工事濁水及び赤土濁水に対して電気式濁水処理法は、有効な手段となる可能性を見出すことができた。問題点としては 500 ppm 以上の高濃度濁水を直接電気処理させると凝集効果が期待できない。これについては、図-6 で示したように前処理として自然沈殿池で滞留時間を持てば電気処理に適した濃度まで低下させることは可能である。

このようなことから、今後の課題としては、電気処理を最高高率で行うための条件のマニュアル化、つまり前処理用沈殿池の形状、容量、その他の諸条件等を規格化することや経済比較等が必要である。

さらに現時点では、アルミニウム溶出源による沈殿効果と推定しているが、いまだ不明確な点もあり今後さらなる明確化が必要である。

6.おわりに

沖縄に於いては、開発行為による赤土砂の流出が問題となっている。瑞慶山ダム建設においては、赤土砂はもちろん各種工事の濁水について検討がなされ、発生源対策としての法面の被覆、流出対策として浄化構造の流出防止堰等が配置されており赤土砂の流出は、ほとんどみられない。しかし、多くの建設工事において、予算、スペース等の問題から、赤土砂も含む濁水処理は現場において大きなテーマである。

今回の実験においては、検体（サンプル）が少數であり、限定されたものであることから、結論付けるには至らないが今後、さらに実験等を加えていき、多方面で応用される技術に育てたいと思っている。

9. 地すべり土の残留強度測定について

琉球大学農学部 宜保清一〇福嶋博

1. はじめに

わが国では、豪雨の度に地すべり・斜面崩壊が多発し、多くの人命・財産が失われている。地すべりは、地下水位の上昇によって誘発されるが、素因的には斜面内に存する弱面の拡大・発達（進行性破壊）に起因している。弱面は過去のすべり面や地質的弱面であり、多くが鏡肌を呈し、強度が残留強度まで低下している。残留強度は、すべりのメカニズムを考える上で重要であり、行政側でも対策のための解析に活用され始めている。残留強度の概念を実験室で再現できる土質試験機は唯一リングせん断試験機である。残留強度は、地すべり対策や地すべり地形における切り・盛り土の設計、および土の基本的な力学特性の解明に不可欠である。

2. 土の強度低下と残留強度

過圧密粘土を排水状態でせん断すると、ピーク強度に達した後、その強度は完全軟化強度（限界状態強度）を経て、最終的（大変位せん断後）には残留強度まで低下する。完全軟化強度への低下がダイレイテンシーによる含水比の増加に起因するに対し、残留強度への低下は、薄板状粘土鉱物粒子のせん断面に沿っての配向によるとされ、粘土分($<2\mu\text{m}$)が20~25%以上で、かつ薄板状の粘土鉱物が卓越する粘土においてのみ明瞭に認められる。残留強度は、過去の応力履歴には無関係であり、同一の粘土であれば、過圧密試料と正規圧密試料の双方で一致するので、残留強度測定はスラリー試料を用いて行える（Fig.1）。

残留強度のせん断抵抗角の大小や粘着力の有無は薄板状粘土鉱物の配向性の良し悪しに支配される。粘土粒子の配向性の良いすべり面土では、残留強度線の傾きが小さくなる。一方、配向性の悪い非すべり面土では、特に低い有効垂直応力において配向性が悪いために残留強度線が湾曲し、せん断抵抗角や粘着力が比較的大きくなる（Fig.2）。

3. 残留強度測定試験

① リングせん断試験機による方法

＜定圧せん断＞

地すべり土の定圧リングせん断試験による大変位せん断挙動について検討した結果によると、①残留状態に到達するまでの最小せん断変位量は土粒子の性質や垂直応力に依存する。②最小せん断変位量は泥岩由来の地すべり土において40~60cm、凝灰質礫質土では200~300cmとなり大変位である（Fig.3）。したがって、残留強度の測定には、リングせん断試験が望ましいが、定圧せん断では排水条件（せん断速度0.01mm/min以下）を満たす必要があるので長時間を要し、残留強度が直接関与する再活動地すべりや二次災害発生の危険度評価に即応できないのが実情である。

＜定体積せん断＞

急速せん断（2.0mm/min）によって残留強度を測定できる。定体積せん断は、供試体の膨張・収縮を起こさないよう垂直応力の増減をコントロールして体積を一定に保つせん断であるので、せん断中供試体から水の出入りがなく間隙水圧がゼロである。したがって、装置の定体積せん断機能によって、せん断中に全応力=有効応力となり、全応力変化から有効応力経路を描くことができ、排水強度相当強度の迅速測定を可能にする。農地防災学研究室では、これまでの知見を基に、定体積・定圧兼用リングせん断試験装置を開発した。この装置の特色は、供試体のスムーズな回転せん断を可能にする構造であること、操作性のよいシンプルな機械構造であること、定体積せん断機能によって試験時間が大幅に短縮されること、および定体積と定圧双方のリングせん断試験による比較実験が可能となることである（Fig.4）。

② 力学試験によらない方法

残留強度のせん断抵抗角 ϕ_r と物理的化学的および鉱物学的性質の関係：

ϕ_r と $2\mu_m$ 以下粘土分 CF, 塑性指数 I_p およびスメクタイト量 S_m の関係についての検討結果によると、①音波処理反復法によって求められた CF と ϕ_r の間には比較的よい関係がある。② ϕ_r と I_p の間には相関があり、泥岩由来の地すべり土において $\phi_r = 48.8 \cdot I_p^{-0.440}$ が成り立つ (Fig. 5)。③ ϕ_r と S_m の間にも相関がみられ、スメクタイトを有する土において $\phi_r = 10.2 - 0.045 \cdot S_m$ が成り立つ。したがって、地すべり土の ϕ_r は、これらの関係を (多くの実験データを基に) より精巧なものにすることによって、物理的および鉱物学的分析を行うだけで迅速に類推できそうである。

4. おわりに

地すべりの適正な評価 (安全面と防止工費の問題) に及ぼす強度パラメーター ϕ の 1 ~ 3 度の差の影響、および残留強度と薄板状鉱物粒子配向の関係に関する研究等から、高い試験精度の重要性が示唆された。

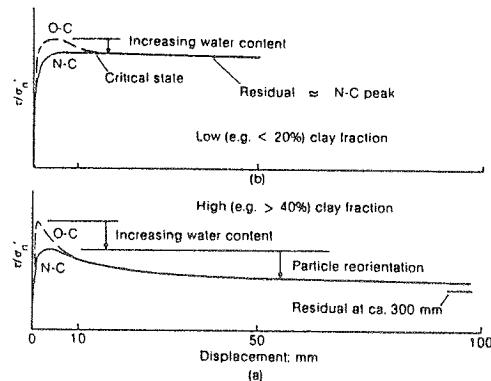


Fig. 1 Diagrammatic stress-displacement curves at constant σ'_n

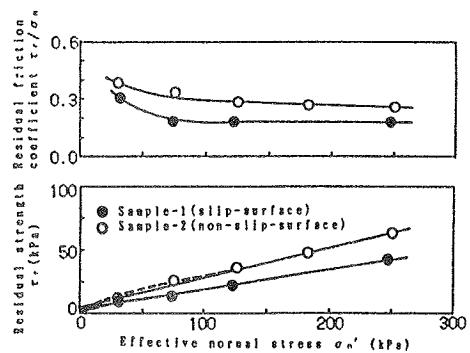


Fig. 2 Residual friction coefficient and residual strength plotted against effective normal stress for the Shimajiri mudstone

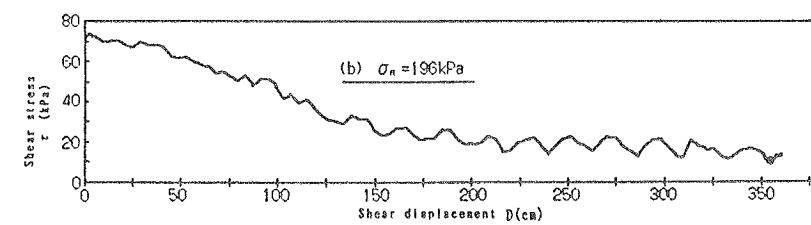


Fig. 3 Constant pressure ring shear tests on Kameno slip-surface soil

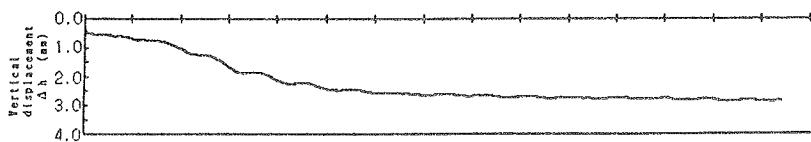
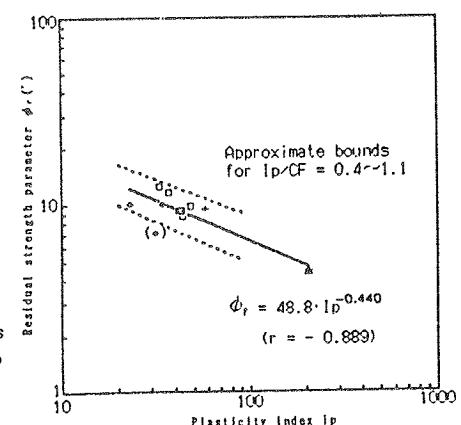


Fig. 4 Constant volume ring shear tests on glass beads
Fig. 5 $\phi_r (c_r \neq 0)$ as a function of plasticity index I_p for the mudstone-derived soils.



10. 沖縄の基礎地盤情報について（その1）

沖縄開発庁沖縄総合事務局 ○石垣 里彦
琉球大学工学部土木工学科 上原 方成
原 久夫

1. まえがき

土木および建設工事等においては、地盤の情報を得るために各種の土質調査や土質試験が数多く行われ、その成果は構造物の設計や施工に積極的に利用されてきた。これら数多くの調査記録を収集保存し、効率的に活用するならば、地盤状況の推定等に十分役立つものと考えられる。

そこで琉大土質研究室では、取り扱いの容易なパソコンを用い、地盤情報データベースの開発を行っている。今回は、土質調査記録の豊富な那覇市およびその周辺地域における地盤情報について、研究成果を報告するものである。

2. データベースの作成

本データベースの構築に当たって、パソコンに入力する地盤情報の項目としては、もっとも基本的なデータである以下の三つとした。

- 1) ボーリング調査地点の座標、標高。
- 2) ボーリング調査により得られた各地点の深度と土質名。
- 3) 標準貫入試験によりえられるN値とその深度。

今回、パソコンに入力されたボーリング調査資料の本数は834本で、そのボーリング地点は図-4に示す通りである。本データベースではこれらのデータを容易に利用できるよう、いくつかの検索システム¹⁾およびある地点で任意のN値（50以下）となる標高を予測するシステムを備えている。また、新たなボーリングデータを随時追加できるようプログラム化されている。

図-1にプログラムの流れを示す。

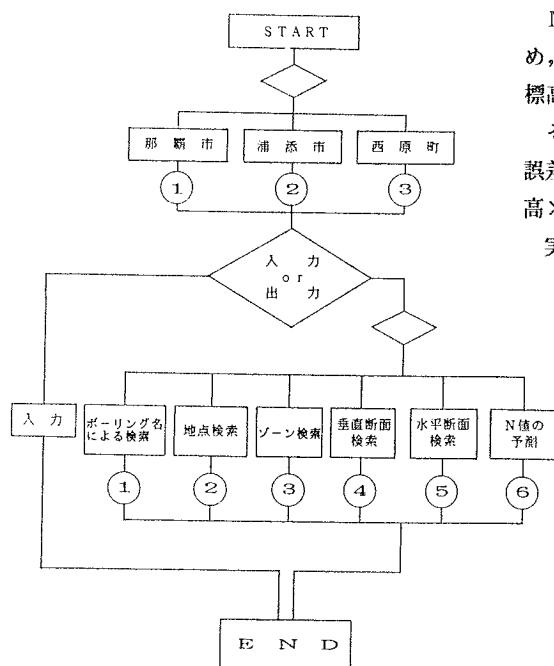


図-1 プログラムのフロー図

N値予測システムについて予測値の信頼性を検定するため、各ボーリング地点についてN値50となる実測値と予測標高とを比較した。

その結果、精度および信頼性を高めるのが理想であるが誤差（標高差）の平均値は3.96m、誤差率（誤差/実測標高×100）の平均値は53.5%であった。

実測標高と予測標高の関係を図-2に示す。

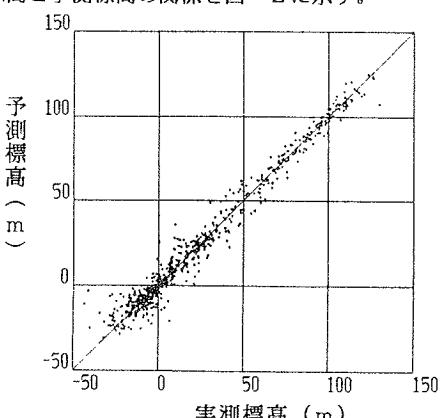


図-2 N値50の予測標高と実測標高の関係

3. データベースの活用例

N値予測システムを利用し、那覇市におけるN値50の等高線図を作図したのが図-3である。

また、各ボーリング点についてN値50となる実深度を図-4に示す。

図ではN値50の深度15m以上の地点が那覇港後背地に集中しているが、これは琉球石灰岩風化層が深い所まであるためである。琉球石灰岩はきわめて変化にとんだ不均質な地盤であり、風化部では砂レキ状を呈しきわめて軟弱である。

一方、国場川沿いには軟弱な沖積積層が厚く堆積しているためN値50の深度15m以上の点が多い事も分かる。その他の地域についてはN値50のレベルが比較的浅い地域にあり、那覇市内では良好な地盤が広く浅く分布していることが分かる。

4.まとめ

本研究で構築した検索システムやN値標高予測システムは、現時点で完成されたシステムとは言えないが、改良を加えることで十分実用に耐えるシステムとすることが可能である。

しかし、登録データの内容、項目、質、量などのあり方については課題がある。データの質については精度および信頼性の高いことが理想であるが、土質調査等の報告書のデータには誤りがある場合も少なくない、またデータの良否を判断する方法も確立していない。

一方、データベースがその機能を発揮するには相当量のデータが必要であり、量的な充実が要求される。しかし、現実には量の確保は質の低下になりかねず、質の向上は量の充実を妨げかねない。このようにデータの質と量には相反する部分もあり、両者をいかに維持するかが大きな問題である²⁾。したがって、情報の利用にあたっては責任ある対応が要求されよう。

最後に、卒業研究として協力された久野聰氏（現鹿児島県庁）に謝意を表します。

5.参考文献

1) 石垣、久野、上原、原：那覇市地盤情報のデータベース化について、第三回沖縄土質工学研究発表会講演摘要集、沖縄土質工学研究会、1990

2) 松澤、西尾、松村：地盤情報としての「最新名古屋地盤図」、土と基礎、V.37, N.1, 1989

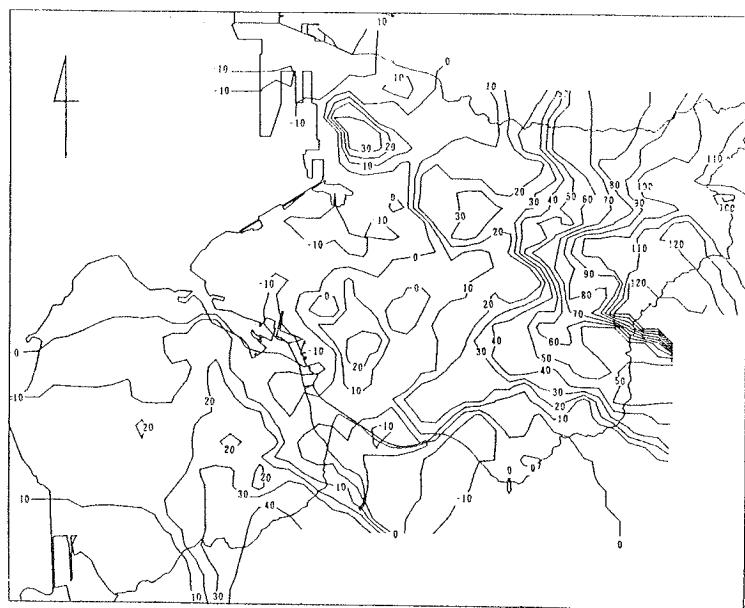


図-3 予測等高線図（N値50）

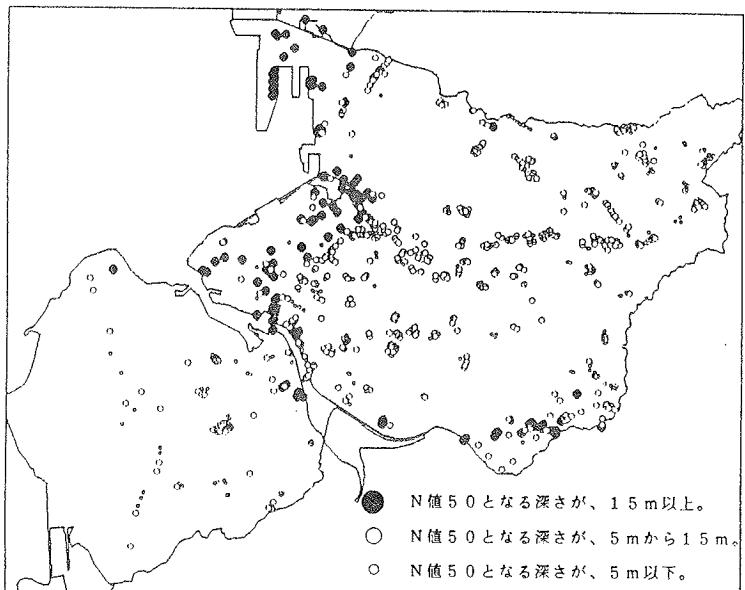


図-4 ボーリング位置図

11. 定ひずみ速度圧密試験の島尻粘土への適用について

浦添市役所 ○喜舎場 辰哉
琉球大学工学部 上原 方成 原 久夫

1. まえがき

粘性土地盤の圧密解析に用いる地盤定数を求めるために標準圧密試験が従来から頻繁に実施されてきているが、標準圧密試験では、8段階の圧密圧力を24時間ごとに段階的に載荷する必要があり、圧密試験が終了するのに約10日を要する。近年、試験時間を短縮するとともに個々の土質に応じた合理的な圧密定数を求めるようとするいわゆる連続載荷圧密試験に関する研究が進められてきている。本研究では、連続載荷圧密試験として定ひずみ速度圧密試験を採用した。定ひずみ速度圧密試験は、供試体に片面排水条件の下に一定速度の変位を強制的に与え、供試体の変位、圧密圧力と供試体底面の間隙水圧の変化から圧密諸定数を求める試験方法である。定ひずみ速度圧密試験の特徴には、①試験期間の短縮が図れる。②ひずみ速度の影響が調べられる。③自動化が容易である。④連続的な間隙比～圧密圧力の関係が求められることなどがあげられている。

今回は、島尻粘土における定ひずみ圧密試験結果をもとに標準圧密試験結果と比較しつつ、ひずみ速度の変化が圧密諸定数（圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力 P_c 、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v ）に与える影響について考察を行った。

2. 実験方法

試験に用いた供試体は練り返し、再圧密した島尻粘土（塑性指数 $I_s = 36, 25$ ）である。この粘土を成形して圧密リングにセットし、水中で圧密リングを圧密容器にセットする。セットが終了した後に、供試体を飽和させる目的でバックプレッシャー（背圧を 1 kgf/cm^2 ）を加える。また、供試体上下面と加圧板及び底板のポーラスストーンとの密着を図る目的で、予圧密を約1時間行う。予圧密が終了した後の供試体の高さを初期高さとし、ひずみ速度を決定して載荷を行い、所定の時間ごとに軸変位、軸荷重、間隙水圧を動ひずみ計により計測しパーソナルコンピューターで取り込む。

本研究では、24時間以内で実験が終了するひずみ速度を用いて実験を行った。今回の実験で用いたひずみ速度と予圧密荷重は表-1に示す。

表-1

ひずみ速度 γ (%/min)	0.324	0.087	0.047	0.025	0.018
予圧密荷重 (kgf/cm^2)	0.147	0.146	0.142	0.150	0.146

3. 実験結果

定ひずみ速度圧密試験では、軸応力 σ 、軸変位 ΔH 、供試体底部の過剰間隙水圧 U_r が計測されるが、それらの計測データを縦軸に、横軸を時間で表し、ひずみ速度 γ を $0.324 \sim 0.018 \text{ %/min}$ の範囲で変化させてみると、いずれのひずみ速度 γ の場合でも軸応力 σ は放物線形状を示しており、ひずみ速度 γ が速いと、載荷終了付近で軸応力 σ が急激に増加している。また過剰間隙水圧 U_r はひずみ速度 γ が速くなるに従い増加する傾向がみられる。これは、載荷短時間のため過剰間隙水圧 U_r が消散出来ず、蓄積される事を示している。図-1は間隙比の変位量 Δe ～平均圧密圧力 σ' の関係を表したものである。図より、ひずみ速度 γ が速くなると標準圧密試験結果より、右側にシフトする傾向がうかがわれる。

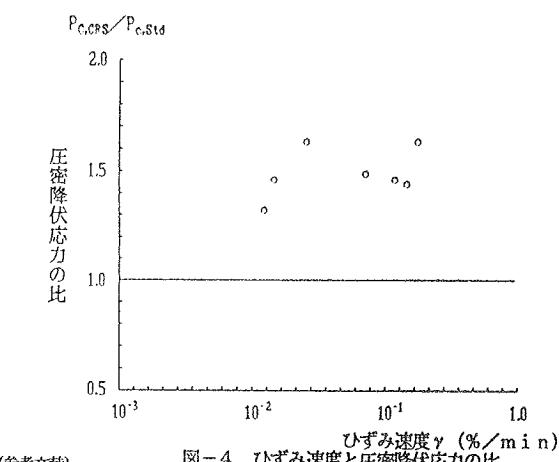
これは標準圧密試験ではかなりの2次圧密を生じさせるが、定ひずみ速度圧密試験では圧密時間が短くて、2次圧密が十分起こらないからだと考えられる。標準圧密試験に比べて2次圧密が起こらない原因は、先に述べたひずみ速度 γ の増加に従う、過剰間隙水圧 U の発生による圧密沈下の遅れだと考えられ今後検討を要する。一方、圧縮指数 C_c は、ひずみ速度が変化しても標準圧密試験結果と同様の結果を示している。

図-2は体積圧縮係数 m_v を表したものであるが、ひずみ速度 γ が速くなると、標準圧密試験結果とかけ離れる傾向が分かる。これは過圧密領域で顕著にみられ、正規圧密領域ではひずみ速度 γ にあまり影響されていない。また、図-3の圧密係数 C_v に關しても体積圧縮係数 m_v と同様の結果を得た。

また、圧密降伏応力 P_c について示したのが、図-4である。図では、定ひずみ圧密試験より求めた圧密降伏応力 $P_{c,rs}$ と標準圧密試験より求めた圧密降伏応力 $P_{c,STD}$ の比とひずみ速度 γ の関係で示している。図より、ひずみ速度 γ の影響により圧密降伏応力 P_c の比が1.0を越えることは明らかであるが、他にひずみ速度 γ による明確な影響は見られない。

4. あとがき

今回行った試験結果より、圧縮指数 C_c はひずみ速度 γ の影響をほとんど受けず、また、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v は過圧密領域のみ影響を受ける事が分かった。一方、圧密降伏応力 P_c は、標準圧密試験結果より得られた値より高い値を示す事が分かったが、他に明確な影響がみられなかったため、今後は実験回数を増やし図-4を参考にしながらひずみ速度 γ を適切に選定する必要があると思われる。最後に、今回の研究にあたって吉沢光三氏（清光研究所）らの御好意を得たことを記して謝意を表します。



(参考文献) 奥村樹郎 (1979) : 急速圧密試験について、第19回土質工学シンポジウム発表論文集 p.19~28
梅原靖文、松本一明、成田実、梅田裕史 (1973) : 連続載荷方式による急速圧密試験、港湾技術研究所報告、第12巻、第4号、p. 131~170

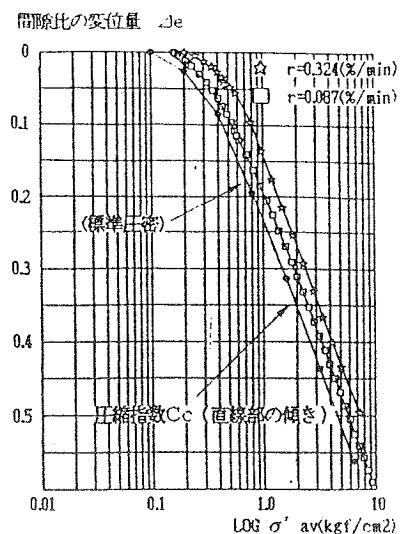


図-1 Δe - $\log \sigma'_{av}$ 関係

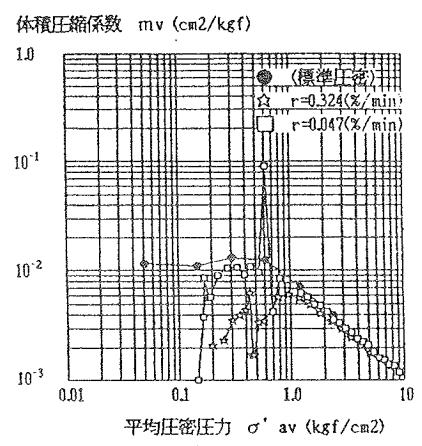


図-2 体積圧縮係数

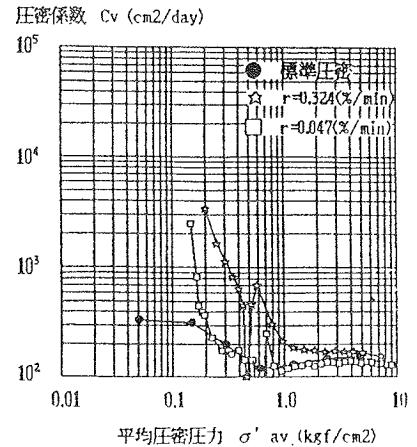


図-3 圧密係数

12. 砂のせん断抵抗角に関する一考察

その3：過圧密の影響について

琉球大学 ○ 許 光瑞 加藤 進

1. まえがき

砂のせん断抵抗角における応力履歴の影響は一般に小さく、実験のばらつきがあるために、その傾向を明らかにすることは難しい。そこで、圧縮変形とせん断強度との関係^{1), 2)} からせん断抵抗角を推定し、繰返し圧密および過圧密の影響について考察した。

2. 三軸圧縮試験の場合

表-1. 実験シリーズ（三軸圧縮試験）

CASE	σ_3 (kgf/cm ²)	Dr (%)	圧密方法
①	0.5	100	所定の拘束圧で圧縮
	1.0	80	10サイクルの繰返し圧縮
②	2.0	60	
③	3.0	40	
			過圧密 OCR=2, 3, 4

2-1. 実験概要

試料は豊浦標準砂（土粒子比重 $G_s = 2.65$ 、均等係数 $U_c = 1.57$ ）である。供試体は直径 5cm、高さ 12.5 cm である。セット時の拘束圧を $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ とし、4 段階の密度に設定した。ゴムスリーブは厚さ 0.2mm のものを使用した。供試体端部に端面摩擦軽減層（0.2mm 厚のゴム膜とグリース層）を設けた。

標準型の試験機を用いて、表-1 に示す 3 ケースの排水三軸圧縮試験（側圧一定、速度は毎分 1 % の軸ひずみ。）を行った。

2-2. 実験結果および考察

圧密（圧縮）時の体積変化とせん断抵抗角との関係を求めるにあたり、次ぎの係数 X を用いた。

$$X = (e_{0.2} / e_0)^\alpha \cdot (\sigma_3 / 1.0)^\beta / (1.0 + e_{0.2})^\delta$$

ここで、 $e_{0.2}$ は供試体セット時の間隙比、 e_0 は所定の拘束圧載荷後の間隙比である。 α 、 β および δ は任意の値である。

上記の係数 X を用いて得られたケース①のせん断抵抗角 ϕ_d とインターロッキングを含む粒子間摩擦角¹⁾ ϕ_s との関係を、図-1 に示す。ここで、係数 X を決定する α 、 β および δ は、 ϕ_d と横軸の値との相関係数が最も高くなるように選んだ。その結果を、回帰直線および相関係数と共に、図中に示す。同様に、 ϕ_s

および ϕ_d について図-2 と図-3 に示す。これら 3 つの関係を用いてケース①およびケース②のせん断抵抗角を推定し、この推定値と実測値との回帰直線を拘束圧別に求めた。この回帰直線から $\phi_d \approx 45^\circ$ と 35° (Dr=100% と 40% を想定した。) の推定値に対応する ϕ_d を計算した。求められた値のケース①とケース②の差を図-4 に示す。図中の黒印は、繰返し圧縮による密度増加でせん断抵抗角が増加すると考え、その分を差し引いた場合である。密な場合、 0.5 kgf/cm^2 では若干 ϕ_d が減少するが、 1.0 kgf/cm^2 ではあまり変化せず、さらに拘束圧が増加すると、再び ϕ_d は減少する傾向を示す。緩い場合は、 1.0 kgf/cm^2 まで若干 ϕ_d は減少するが、それ以降は拘束圧の増加に伴い、少しずつ増加する傾向が見られる。同様な方法により得られた過圧密の影響を、図-5 と図-6 に示す。図-5 は $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ のケースである。OCR2 の場合はあまり変化は無いが、OCR3 になると密なケースでは若干増加し、緩いケースでは減少する。OCR4 になるとこの傾向は逆転する。図-6 は $\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。密なケースではあまり大きな変化は無いが、OCR2 で若干増加し、その後 OCR の増加に伴ってやや減少する傾向が見られる。緩いケースは OCR2 で減少するが、OCR が増加すると、密なケースに近づくように思われる。

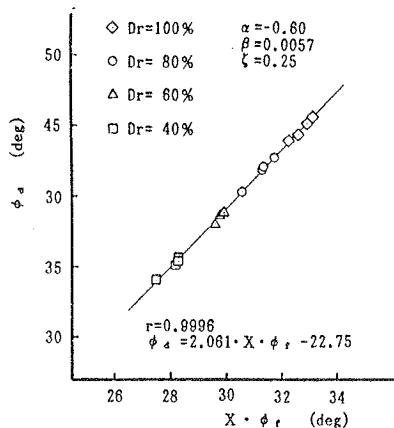


図-1. ϕ_d と ϕ_r の関係

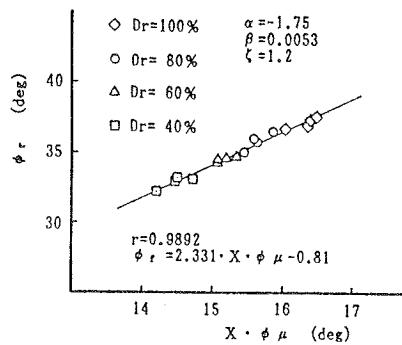


図-2. ϕ_r と ϕ_μ の関係

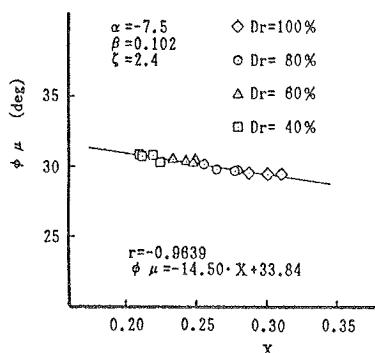


図-3. ϕ_μ と X の関係

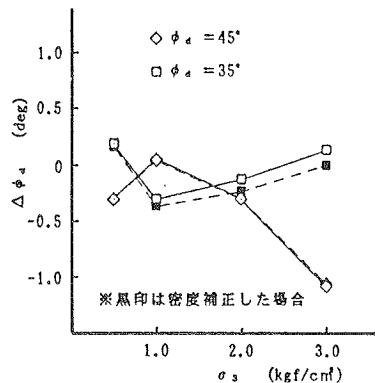


図-4. 繰返し圧縮による ϕ_d の変化

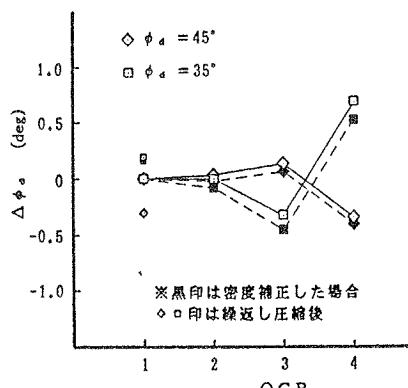


図-5. 過圧密による ϕ_d の変化
($\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

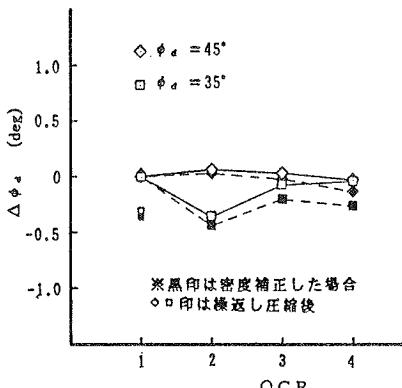


図-6. 過圧密による ϕ_d の変化
($\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

3. 単純せん断試験の場合

3-1. 実験概要

試料は豊浦標準砂（土粒子の比重 $G_s = 2.65$ 、均等係数 $U_c = 1.57$ ）である。供試体は直径6cm、高さ4cmである。 $74\mu\text{m}$ のふるいで水洗いした乾燥砂を用いて、多重ふるい法により作成した。供試体セット時の鉛直荷重を $\sigma_v = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ とし、4段階の密度に設定した。

簡易型の単純せん断試験機を用いて、表-2に示す乾燥砂による3ケースのせん断試験（側方はリング拘束。速度は毎分1.5%のせん断ひずみ。）を行った。

3-2. 実験結果および考察

圧密（圧縮）時の体積変化とせん断抵抗角との関係を求めるにあたり、次ぎの係数 X を用いた。

$$X = (e_{0.1} / e_0)^\alpha \cdot (\sigma_v / 1.0)^\beta / (1.0 + e_{0.1})^\delta$$

ここで、 $e_{0.1}$ は供試体セット時の間隙比、 e_0 は所定の鉛直荷重載荷後の間隙比である。 α 、 β および δ は任意の値である。

上記の係数 X を用いて得られた、ケース①のせん断抵抗角³⁾ ϕ_s とみかけの粒子間摩擦角³⁾ ϕ_μ との関係を図-7に示す。ここで、係数 X を決定する α 、 β および δ は、 ϕ_s と横軸の値との相関係数が最も高くなるように選んだ。その結果を、回帰直線および相関係数と共に、図中に示す。同様に、 ϕ_μ および粒子間摩擦角³⁾ ϕ_μ について図-8と図-9に示す。これらの3つの関係を用いてケース①およびケース②のせん断抵抗角を推定し、この推定値と実測値との回帰直線を拘束圧別に求めた。この回帰直線から $\phi_s = 37^\circ$ と 27° ($Dr=100\%$ と 40% を想定した。) の推定値に対応する ϕ_s を計算した。求められた値のケース①とケース②の差を図-10に示す。図中の黒印は、繰返し圧縮による密度増加でせん断抵抗角が増加すると考え、その分を差し引いた場合である。密な場合、鉛直荷重が小さい時に ϕ_s が増加するが、その増加量は荷重の増加に伴って減少する。 3.0 kgf/cm^2 で再び増加量が増えるが、 4.0 kgf/cm^2 では若干 ϕ_s が減少する。緩い場合は、これとまったく反対の傾向を示している。次に、同様な方法により得られた過圧密の影響を図-11と図

表-2. 実験シリーズ（単純せん断試験）

CASE	σ_v (kgf/cm ²)	Dr (%)	圧密方法
①	0.5	100	所定の拘束圧で圧縮
②	1.0 2.0 3.0 4.0	80 60 40	10サイクルの繰返し圧縮
③			過圧密 OCR=2,3,4

-1 2に示す。繰返し圧密のケースを、OCR1のところに小さなマークで示した。図-1 1は $\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ のケースである。密な場合は、OCR2からすでに 1° 程度の増加がある。緩い場合は、OCR2における増加は少なく、OCR3以上になると密な場合に近づくように思われる。図-1 2は $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。密な場合は過圧密によって ϕ_s が減少し、緩い場合はOCRの増加に伴って ϕ_s が増加する傾向がある。

4.まとめ

以上をまとめると、三軸圧縮試験における過圧密および繰返し圧密の影響は $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 付近の荷重を境にして、その傾向が異なるようと思われる。

また、単純せん断試験における過圧密および繰返し圧密の影響は $\sigma_v = 2.0 \sim 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ 付近の荷重を境にして、その傾向が異なるようであり、繰返し圧密の影響は $\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合に最も強く現われた。

最後に、本研究に協力していただいた元卒研生の新垣栄君（現清水建設）、上岡恭太君（現大林組） 小野正彦君（現戸田建設）、知念工君（現熊谷組）に感謝する。

（参考文献）

- 1) 加藤、許：砂の排水三軸圧縮試験に関する実験的研究（その1。せん断抵抗角に関する一考察）、日本建築学会大会（中国）学術講演梗概集B構造I、1990年、10月
- 2) 許、加藤、田仲：砂のせん断抵抗角に関する一考察、日本建築学会九州支部研究報告 第32号 構造系、1991年3月
- 3) 加藤、許：砂の応力-ひずみ関係についての一考察、第26回土質工学研究発表会、1991

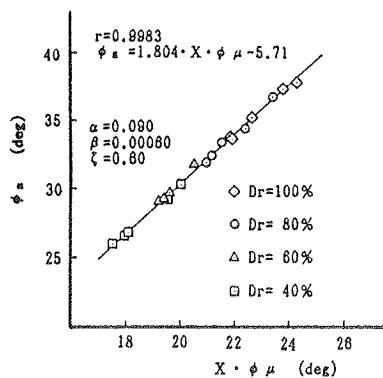


図-7 ϕ_s と ϕ_μ の関係

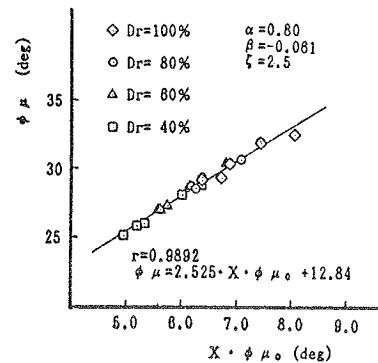


図-8 ϕ_μ と ϕ_{μ_0} の関係

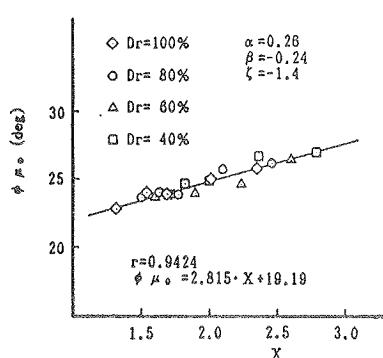


図-9 ϕ_{μ_0} と X の関係

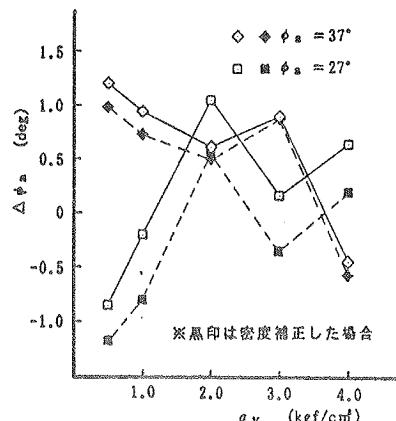


図-10 繰返し圧縮による ϕ_s の変化

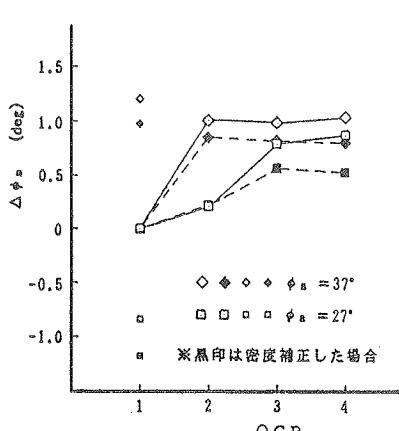


図-11 過圧密による ϕ_s の変化
($\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

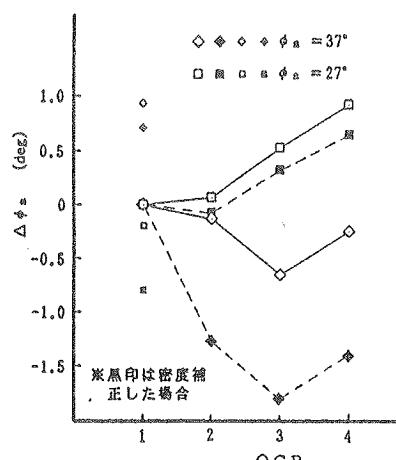


図-12 過圧密による ϕ_s の変化
($\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

13. 島尻粘土における圧密応力経路の差異による非排水せん断特性

琉球大学工学部土木工学科 ○呉屋健一・原久夫・上原方成

1. まえがき

地盤の多くは、載荷条件により種々の応力経路をたどりせん断される。粘土のせん断特性は、破壊にいたるまでの応力経路に影響を受けると考えられ、現在までに種々の応力経路（平均主応力（ p ）一定経路、応力比（ η ）一定経路、非排水クリープ経路等）に沿って圧密及びせん断されるときの粘土の変形、せん断特性について研究が行なわれている。筆者等の研究室でも、これまでに η 一定経路と p 一定経路、 η 一定経路と非排水クリープ経路について研究を行なっている。その結果、非排水せん断特性は圧密過程の応力経路や圧密圧力の大きさに影響されずに、非排水せん断開始前の応力比の影響を受けることがわかっている。そこで今回は、応力経路が非排水クリープである等方圧密非排水クリープ非排水せん断試験（CCU試験）と排水経路である等方圧密排水-非排水せん断試験（CDU試験）を行なったので報告する。

2. 試験方法

試験には沖縄県中南部に分布する島尻粘土を練り返し、圧密圧力 0.5 kgf/cm² で再圧密したもの用いた。

図-1に両試験の応力経路説明図を示す。図中の p 、 q 、 η は、平均主応力 $p = 1/3 (\sigma_1 + 2\sigma_3)$ 、偏差応力 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ 、応力比 $\eta = q/p$ である。

CCU試験は等方圧密→非排水クリープ→非排水せん断（ $O \rightarrow E \rightarrow A \rightarrow F$ ）であり、CDU試験は、等方圧密→排水せん断→非排水せん断（ $O \rightarrow E \rightarrow A' \rightarrow F'$ ）である。

CCU試験とCDU試験の非排水せん断挙動を比較するため、CDU試験の排水せん断終了点A' とCCU試験のクリープ終了点Aの応力比が同一（ η 一定）となるようにA' 点を定めた。

今回、比較する両試験の試験条件及び非排水せん断時の応力状態、ひずみ、間隙水圧を表-1に示す。非排水せん断開始時の応力比は、0.2, 0.6, 1.0 の3種類とし、また非排水せん断速度は、 $\dot{\gamma} = 0.01\%/\text{min}$ とした。

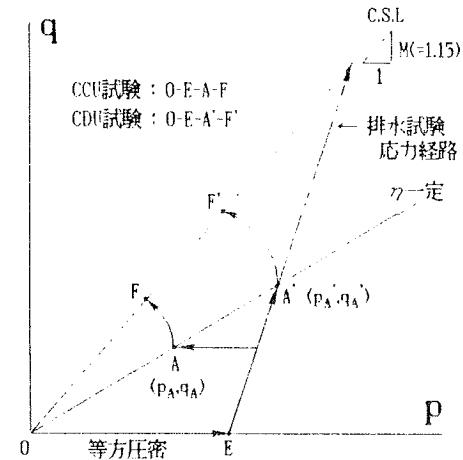


図-1 応力経路説明図

表-1

TEST. NO	TYPE	η_A/M	$\gamma_A(\%)$	$\varepsilon_{vA}(\%)$	$u_A(\text{kgf/cm}^2)$	$\dot{\gamma}(\%/\text{min})$	$p_A(\text{kgf/cm}^2)$	$q_A(\text{kgf/cm}^2)$
D 0 2 M	CDU	0.222	-0.250	15.103	-0.005	0.01	2.054	0.524
D 0 6 M	CDU	0.570	2.641	17.234	-0.006	0.01	2.390	1.566
D 1 0 M	CDU	0.921	11.347	21.246	-0.014	0.01	2.848	2.930
C 3 7 M	CCU	0.233	-0.968	18.395	0.322	0.01	1.786	0.478
C 7 8 M	CCU	0.583	-1.152	20.642	0.828	0.01	1.501	1.003
C 9 0 M	CCU	0.952	5.382	17.986	1.176	0.01	1.186	1.298

3. 試験結果及び考察

a. 同一応力比までの挙動

両試験の非排水せん断開始時における体積ひずみ ε_{vA} は、非排水せん断開始点にいたるまでの排水条件が異なるので、排水状態であるCDU試験の方が非排水状態であるCCU試験よりも大きいと考えられているしかし、表-1において η_A/M と ε_{vA} の関係をみると今回の試験ではそうなっていない。これはCCU試験の作製時の供試体のバラツキが影響しているものと思われる。非排水せん断開始時のせん断ひずみ γ_A で負の値となっているのは試料作製時の K_0 圧密により生じた異方性の影響によるものと思われる。両試験とも η_A/M が高くなればせん断ひずみも増加している。また、非排水せん断開始時の応力状態が大きいCDU試験の方が、CCU試験よりもせん断ひずみは大きい。 η_A/M と間隙水圧 u_A の関係をみると、CCU試験では非排水クリープ状態であるためクリープ荷重の大きさに応じて増加している。CDU試験では排水せん断状態であるためにほとんど0である。

以上、両試験の非排水せん断開始時の体積ひずみ、せん断ひずみ、間隙水圧を比較したが、非排水せん断開始時の応力状態が違うため両試験においてそれぞれの値が異なり初期状態の異なる供試体をせん断するかたちをとる。

b. 非排水せん断挙動

図-2は、CDU試験については、縦軸 q 、横軸 p をそれぞれ(p_A/p_A)倍して非排水開始点を一致させて表した非排水ストレスパスである。図から応力比 γ_A/M が一致していれば両試験の非排水ストレスパスの形状はほぼ同一であることがわかる。これから、非排水ストレスパスは、非排水せん断以前の応力経路によらず非排水せん断開始時の γ_A/M に依存するといえる。

図-3に両試験の非排水せん断時の応力～ひずみ～間隙水圧関係を示す。縦軸の偏差応力($q - q_A$)をCDU試験については、(p_A/p_A)倍してある。応力～ひずみ曲線全体の挙動をみると、 $\gamma_A/M \approx 0.2$ でほぼ一致しているが γ_A/M がくなるにつれて応力～ひずみ曲線は、一致していない。また、 γ_A/M が高くなるにつれてわずかなひずみで破壊にいたりその後は急激ひずみ軟化を示している。 $(q - q_A)$ は、非排水せん断開始時からの変化分であり、 γ_A/M が高いときに負の値となっているのは、せん断開始後のひずみ軟化で全体として偏差応力が減少していることを示している。

非排水時の間隙水圧の発生量は、どの γ_A/M の場合もすべてCCU試験の方が低い。前述したように、 γ_A/M の高い状態はせん断開始点ですでに破壊状態に近い状態にあり、わずかの偏差応力の増加で破壊するために γ_A/M が高いとき、間隙水圧の発生量は、CCU試験、CDU試験によらず減少する。次に、両試験の破壊時の偏差応力について比較する。図-4は、破壊時の偏差応力 q_f (最大偏差応力)を比較したもので縦軸をCDU試験については、(p_A/p_A)倍してある。両試験の破壊時の偏差応力は試験種類によらずほぼ等しい。このように破壊時の応力状態は、両試験でほぼ等しい。

従来の研究結果から等価圧密圧力の等しい粘土の破壊状態は、非排水せん断以前の排水条件、応力経路及び応力比に依存しないことが分かっている。今回の試験から、さらに排水せん断応力経路をたどってきた粘土についてもその破壊状態点は、応力経路に依存しないという結果が得られた。

4.まとめ

- ①非排水せん断時の応力～ひずみ関係については γ_A/M が低いとき両試験は一致するが γ_A/M 高くなると一致していない。
- ②両試験の非排水ストレスパスは、応力経路が異なっていても非排水せん断開始時の γ_A/M が一致していればほぼ一致する。
- ③非排水せん断中の間隙水圧は、 γ_A/M によらずすべてCCU試験の方が低い。
- ④両試験の最大偏差応力は試験種類に関係なくほぼ等しい。これは、従来の研究結果と同一で再確認された。

今回は、非排水クリープ経路をたどってきた粘土と排水せん断経路をたどってきた粘土についてを比較した。今後は他の応力経路についても試験を行い粘土の変形、せん断特性について明らかにする必要がある。現在、平均主応力一定経路繰り返し載荷を受けた粘土について行なっている。

参考文献

- 1応力誘導異方性を有する正規圧密粘土の非排水せん断特性：原、上原、土質工学会論文報告集、1998.6 P 196-204
- 2異形粘土クリープ応力を受ける粘土の非排水せん断特性の比較：原、上原、下地、第23回土質工学研究発表会、昭和63年6月(開催)P527-530

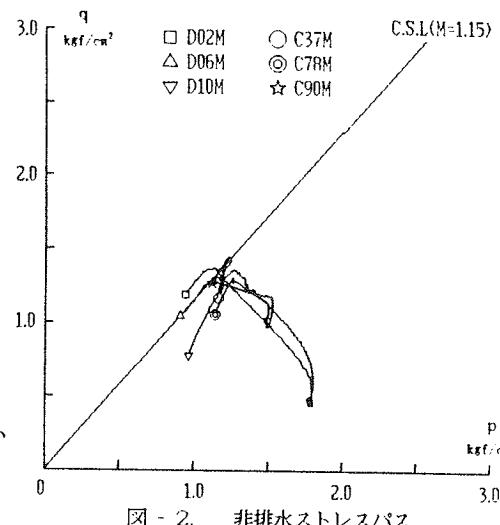


図-2. 非排水ストレスパス

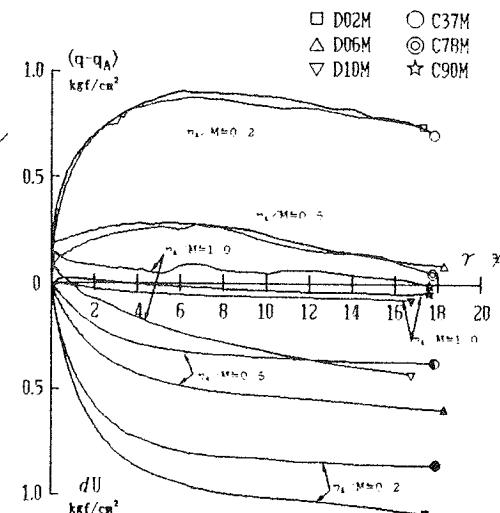


図-3. 応力～ひずみ～間隙水圧関係

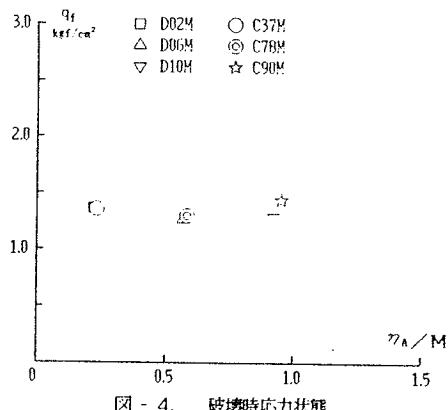


図-4. 破壊時応力状態

14. 浅層土中温度の変化と表層土の劣化に関する基礎的研究

琉球大学工学部土木工学科 ○座喜味 学 新垣 政弥
照屋 幸 上原 方成

1. まえがき

自然斜面や人工斜面（切盛土、掘削など）において、その表面は種々の要因により風化（劣化）作用を受ける。特に、裸地斜面において表層は温度や水分含量の著しい変動を受けやすく、湿潤・乾燥の繰り返しも多い。風化には温度差による膨張収縮などの機械的碎片化の物理的・機械的風化と酸化、炭酸化、水和などの作用を受けて化学組成が変化し、粘土鉱物に移行する化学的風化がある。このほか、生物による風化は上記二者を同時に伴うものである。

表層における風化の現象としては、剥離・滑落・碎片化などがあり、それらのくり返しが土砂流出の一因ともなっている。特に、本県においては本島北部に広く分布し、受食性の大きい国頭まあじ層は風化による劣化を起こしやすく、その流出が問題となっている。なお、通常の法面崩壊、すべり崩壊等も多いが、別に取りあげることにする。

そこで今回の研究では、物理的風化の一因としてあげられる地中温度の変化を年間を通じ連続的に測定した。その結果と測定箇所周辺において行った貫入抵抗試験の結果もまじえて、風化のメカニズムと法面保護における対応のあり方を考えるための基礎的資料として、報告するものである。

2. 方法（図-1, 写真-1 参照）

- a) 測定器具：2ペン式の自記地中温度計を2台使用
- b) 設置場所：宜野座村漢那福地川流域漢那ダム付近の日当り良好の場所（裸地）
- c) 感温部埋め込み位置：地表から深度5cm, 15cm, 25cm, 35cm
- d) 測定期間：平成2年10月9日～平成3年8月16日

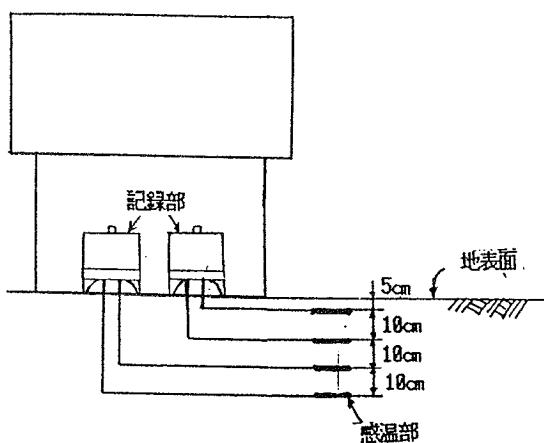


図-1. 地中温度計設置状況

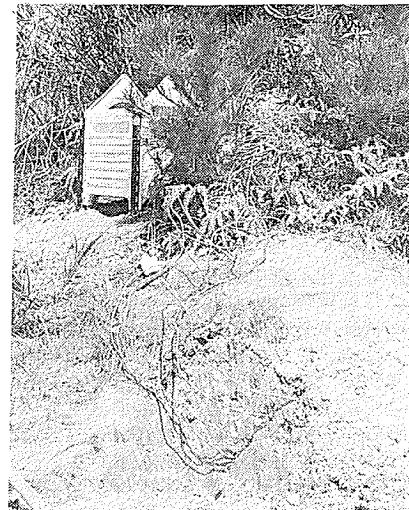


写真-1. 地中温度計設置状況

3. 結果

3-1. 日平均地中温度

図-2は測定期間内の深度5cm, 15cm, 25cm, 35cmにおける日平均地中温度をプロットしたものである。ここでいう日平均地中温度とは、一日当たりの測定データの相加平均である。また、図中における破線の年平均地中温度とは、深度35cmまでの全測定データの相加平均である。

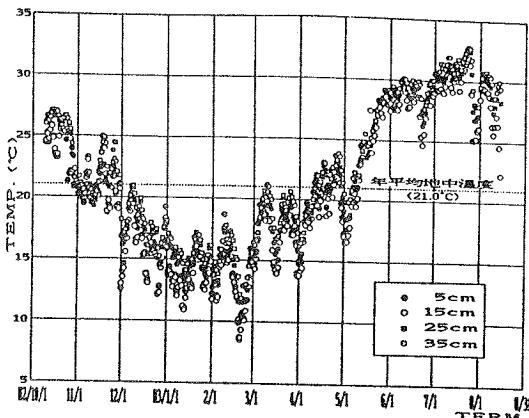


図-2. 日平均地中温度

3-2. 季節を代表する日の日地中温度変動量

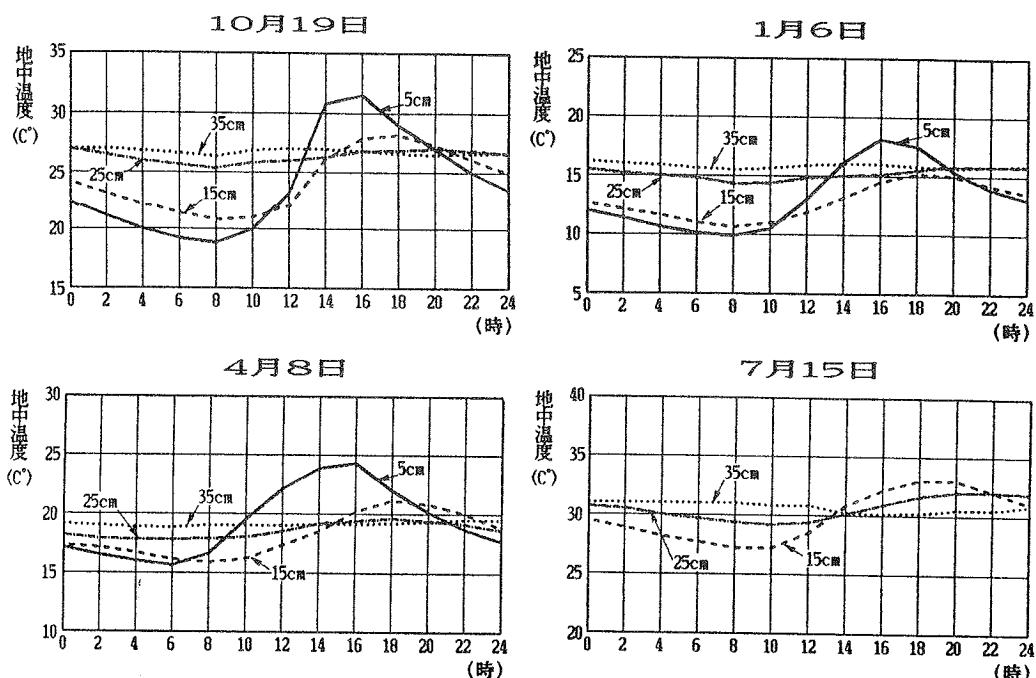


図-3. 日地中温度変動量

図-3は季節を代表する月として、平成2年10月、平成3年1月、4月、7月を抜き出し、その月を代表する日として、その月の中で最も日地中温変動の激しい日をピックアップして、深度別にその変動を示したものである。ここで、7月15日の深度5cmの測定記録が表示されていないのは、平成3年5月15日をもって深度5cmの測定装置が使用不能となつたためである。

4. 考察

4-1. 日地中温度変動

代表する各月に共通しているのは、深度5cm, 15cmにおける地中温度の変動が25cm, 35cmの地中温度の変動よりも激しいものになっていることである。これは日射量や気温の変化の影響が深度15cm程度までは及ぶが、それ以深には到達しにくいということが考えられる。また、一日を通して地中温度が上昇する際、最高地中温度に達するまでの時間は各層において約2時間程度のズレがあり、深度が大きくなるほどズレは大きくなる。また、地中温度が下降し最低地中温度に到達する時間は、ほぼ同時か、あるいは一時間程度の時間のズレを有していることがわかる。つまり、深度が大きくなるほど地表からの温度伝達速度は遅く、その変動量は小さくなる。また、上昇した地中温度が低下し平衡状態に達する時間は各深度においてほとんど同時刻にある。ここで7月の深度5cmの測定データが得られていないが、7月と10月の深度15cmのデータを比較すると、最高、最低地中温度の出現時間は同様の時間帯にあり、また、上述のことを考慮すると、7月と10月の深度5cmの地中温度の変動は同じ曲線形状を示すものと考えられる。

次に、昨年行った貫入式土壤硬度計¹⁾（コーン型、最大深度90cm、最大土壤硬度25kg/cm²）による地中温度測定箇所付近の未崩壊法面の貫入抵抗測定結果（図-4）を参考しその関連性についての考察を行う。図-4は縦軸に貫入深さ(cm)、横軸に貫入抵抗値(kgf/cm²)を示し、深さに対する貫入抵抗値を連続して測定してある。これより、3地点に示される貫入抵抗値に違いは見られるもののほぼ同一の深度5cmまでは貫入抵抗値は低下し、15~20cm以深で元地盤の強度を保っている。つまり深度5~10cmの範囲内で風化（劣化）がかなり進行しているものと考えられる。また、上述したように地中温度も深度15cm程度までの変動が激しいことから、これが風化の進行に強く影響していると考えられる。

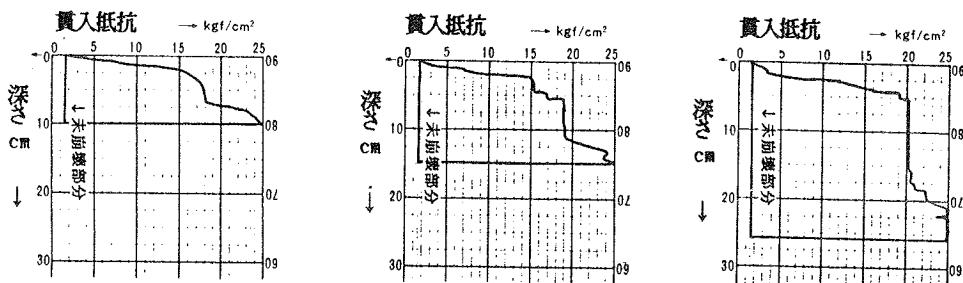


図-4. 貫入抵抗試験結果

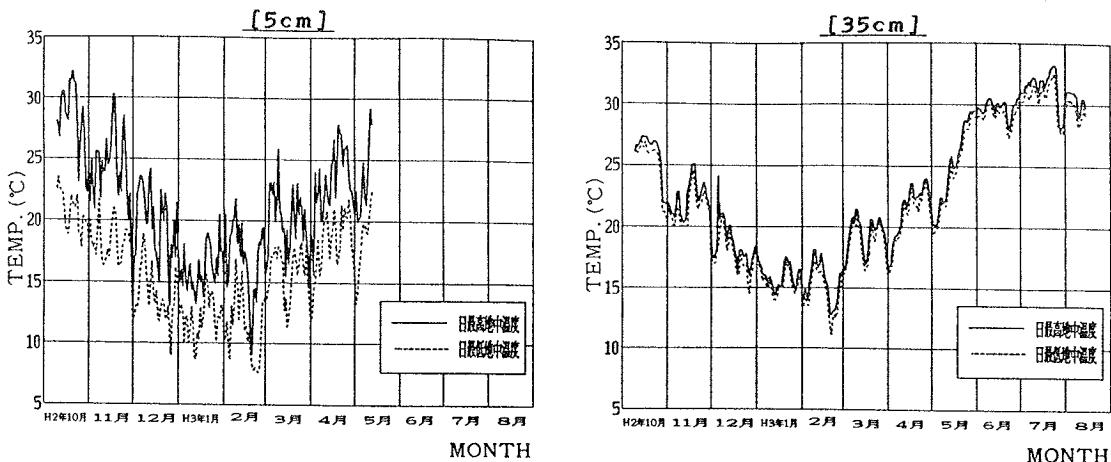


図-5. 日最高最低地中温度

4-2. 年間地中温度変動

図-5は測定期間中、最も地中温度の変動が激しい深度5cmと変動の小さい深度35cmの二者を抜き出し、日最高地中温度を実線で、日地中最底地中温度を破線で表したもので、実線と破線の間隔の大きさが一日の地中温度の変動量を表している。図-3に示したように地中温度の日変動量の激しい深度5cmは、地中温度の日変動量の幅を保ちながら年間を通じて変動し、同様に深度35cmについても地中温度の日変動量の幅を保ちながら変動している。しかし、深度5cmの日地中温度の変動が大きいためその曲線形状は複雑なものとなっており、これに対し深度35cmは日地中温度の変動が小さいため幾分曲線形状は滑らかなものとなっている。

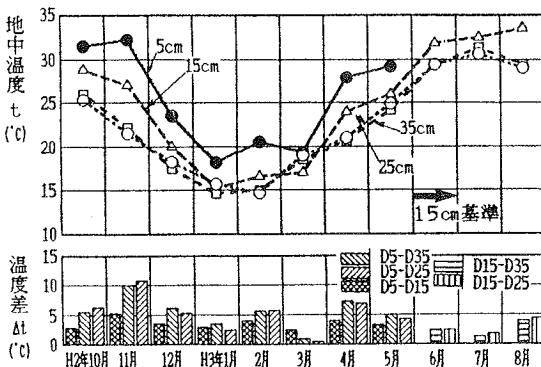


図-6-1. 月平均最高地中温度関係図

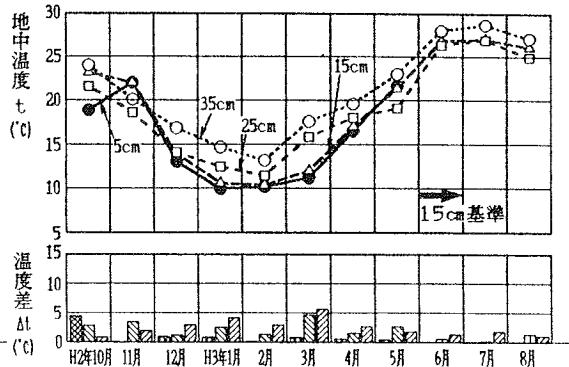


図-6-2. 月平均最低地中温度関係図

4-3. 深度5cm, 15cm, 25cm, 35cmの月平均最高地中温度・月平均最低地中温度の関係

図-6では各深さ別の月平均最高地中温度または月平均最低地中温度の関係を示してある。これより最も変動の激しい深度5cmの最高地中温度と最低地中温度の変動の範囲内で各深度のそれも変動していることがわかる。図中温度差 Δt は深度5cmを基準に各深度の地中温度の変動の度合を示すため、深度5cmと各深度の最高、最低地中温度の差をとっている。また、6月以降は深度5cmのデータ不良のため深度15cmを基準にしている。最高地中温度では深度5cmと各深度との差がかなり大きな値となっているが、最低地中温度では最大で5°C前後の温度差を示すものの全体的には3°C程度の差である。つまり、深度が浅いほど激しい温度上昇を示すが、最低地中温度では各深度について大きな差は生じないということになる。また、最低地中温度の図から地表の気温低下に伴って5~15cmの土層も低下するが、それより以深の層では高い温度を保っていることがわかる。

5. むすび

以上の現象と現地気象条件の読みとりから次のような結論的事項がえられる。

- 1) 日変動において最大地中温度に達するまでに各深度において時間のズレを有し、深度が大きくなるほど時間のズレも大きくなる。
- 2) 地中温度の変動の激しい深度において、かつ最高地中温度（夏場）によって土は劣化し、強度を減じてしまう。
- 3) 日地中温度において各深度での最高地中温度に差を生ずるが、最低地中温度では大きな差を生じない。
- 4) 現地の日々の気候（気温、晴天、曇天、雨天などの工事関係者記録）と対比してみると地中温度の変化は日照時間、降雨時間などによって影響されるのは明白である。

6. あとがき

温度の上界は土体を膨張させ、下降は収縮させる。温度変化が繰り返されると土体は破碎され風化していく。貫入抵抗試験の結果からも温度変化の激しい地表付近ではより速く風化が進行するものと考えられる。しかし、地中温度の変化が風化（劣化）に及ぼす影響を考えるためには今回の測定結果のみでは十分なものではなく、風化のメカニズムと法面保護における対応のあり方を考えるためには単に地中温度のみならず、締固められた人工盛土での含水比、湿潤密度、地表温度及び様々な気象条件（気温、天候、降雨量など）のデータも必要となり、これら要因の複雑な相互作用を考慮して、総合的な見解が必要になると思われる。

広 告 目 次

会 社 名

株朝日建設コンサルタント	1
株あすもり建設コンサルタント	1
株岩下建技コンサルタント	1
質浦添土建	2
株大城組	2
株大富建設コンサルタント	2
株太名嘉組	3
有大久組	3
岡三興業(株)南九州支店	3
沖縄維持開発(株)	4
株沖縄環境興発	4
沖縄基礎(株)	4
株沖縄技術コンサルタント	5
株沖縄建工	5
株沖縄建設技研	5
株沖縄土木設計コンサルタント	6
株沖縄物理探査	6
質沖土質コンサルタント	6
株カルシード	7
岩水開発(株)	7
株協和建設コンサルタント	7
錦城護謨(株)	8
有公共基礎	8
株国場組	8
株芝岩エンジニアリング	9
上城技術情報(株)	9
株城南設計コンサルタント	9
清光研究所	10
成幸工業(株)	10
株誠研舎	10
株ソイル開発	11
株大栄組	11
株大東エンジニアリング	11
大晋建設(株)	12
株中央建設コンサルタント	12
南西プラント工業(株)	12
株日基コンサルタント	13
株日興建設コンサルタント	13
日本深層地盤改良協会沖縄支部	13
不動建設	14
牧港建設(株)	14
株マルイ	14
三井石化産資(株)	15
ユニオン土木設計(株)	15
琉建設計(株)	15

土木 企画・調査・測量・設計・土質調査
施工管理業務全般



株式
会社

朝日建設コンサルタント

代表取締役 友利徹夫
専務取締役 島田信明
取締役営業部長 比嘉武光
取締役測量部長 大島大山

本社 〒901-21 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎ (098) 877-9110 (代表)

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



株式会社あすもり建設コンサルタント

代表取締役 宜名真吉弘

事務所／浦添市伊祖1丁目21番2-301号

☎ (098)879-1366(代)・FAX (098)879-1363



土木・農業土木・調査・測量・計画
設計・土質・地質調査・施工監理

株式会社岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地巖 取締役常務 下地清雄

取締役専務 仲本政功 土質部長 長堂嘉光

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市字前田1529-1

☎ (098) 879-6489(代)・FAX (098) 877-0478

宮古営業所 〒906 沖縄県平良市下里1245-1

☎ (09807) 2-6906

総合建設業



合資会社 浦添土建

代表者 儀間 一由

〒901-21 沖縄県浦添市字仲間1501番地

☎ (098) 877-3134(代)



株式会社 大城組

代表取締役会長 大城 鎌吉
代表取締役社長 大城 武男
代表取締役専務 上原 和男

本社／沖縄県浦添市勢理客322番地

〒901-21 ☎ (098) 877-3625

東京事務所／東京都千代田区平河町1丁目8番2号

山京半蔵門パレス302号室

〒102 ☎ (03) 3237-0813



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役 玉那覇 定 富
専務取締役 上原 武 雄
常務取締役 新垣 盛三郎
取締役 計画部 宮城 宥
取締役 土質部 与那嶺 肇
取締役 質量部 比嘉 一郎

本社 〒901-21 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (098) 877-8221 (代表)

FAX (098) 877-8260

福岡事務所 〒818 筑紫野市大字俗明院276番地の1
(オリエントハイツ朝倉街道304号)

電話 (092) 921-2684

FAX (092) 922-8238

総合建設業



株式
会社

太名嘉組

代表取締役 名嘉謙

本社／浦添市字大平399-3 ☎(098)878-9558・9597

伊平屋支店／伊平屋村字島尻16番地 ☎(0980)46-2266・2733

中部支店／与那城村字照間1811-5番地 ☎(098)968-7527

特殊技術で県土を築く総合建設業



有限公司

大久組

代表取締役 大城光久

工事部次長 照屋馨

本社：浦添市勢理客555番地の2

☎ (098) 876-5680

FAX (098) 876-9656

那覇営業所：那覇市港町2丁目2番地の5

☎ (098) 868-5180

土木資材、新工法のパイオニア

多数アンカー擁壁 テンサーの

岡三興業株式会社

南九州営業所

沖縄担当瀬頭

〒892 鹿児島市西千石町1-32 日本団体生命鹿児島ビル

☎0992-26-9051 FAX 0992-26-8369

一般・土木工事
交通安全対策工事
土木建設資材販売業

株式会社 沖縄維持開発

代表取締役 外間安洋

本社 〒902 沖縄県那覇市字真地169-1
電話 (098) 889-0391(代)
FAX (098) 889-0393
事業本部 〒901-22 宜野湾市志真志618
電話 (098) 898-8333
FAX (098) 898-8334

建設工事全般、道路区画線、道路標識、道路清掃
管更生工事、橋梁塗装工事、上下水道維持管理
建設資材全般 交通安全対策資材全般



株式会社
沖縄環境興発

代表取締役 西平守光

本社 那覇市首里石嶺町3-1-6 ☎ (098) 885-4567
中部営業所 宜野湾市野嵩1-5-18 ☎ (098) 892-8039

☆☆☆営業種目☆☆☆

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

沖縄基礎株式会社

代表取締役 金城善美
専務取締役 米藏敏博
常務取締役 宮城政義

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

営業種目

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工監理業務

(株) 沖縄技術コンサルタント

代表取締役社長 小波藏 政 良
代表取締役専務 比嘉 龍三郎
専務取締役 金城 正 雄
常務取締役 兼城 昇

事務所: 浦添市屋富祖3丁目33番3号 (山城ビル2F)
土質試験室: 浦添市屋富祖3丁目33番3号 (山城ビル1F)
電話 (098) 878-6575 (代)
FAX (098) 876-7408

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



株式
会社

沖 縄 建 工

代表取締役 伊保みね子

本社 〒902 沖縄県那覇市字真地169-1
TEL (098) 888-1401
FAX (098) 888-1402
南部営業所 〒901-03 沖縄県糸満市阿波根635
TEL (098) 994-6602

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



沖 縄 建 設 技 研

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

〒901-21 浦添市宇宮城569番地1 ☎ (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
取締役専務 川満栄
取締役常務 吉川正英

〒901-21 沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号
☎ (098) 877-4634 FAX (098) 876-0759

磯気探査・地質・海洋調査・測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(2)-13320号
沖縄県磯気探査事業協同組合員

代表取締役 平良恒男

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

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・磯気探査業務・施工管理業務



合資会社 沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業(63)-2734号
建設大臣登録 測量業(7)-4599号
地質調査業(1)-1061号

代表者 大底隆一
常務知名朝盛

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

石灰、セメント系地盤改良材 グリーンライム

盛土補強、地盤安定用ジオグリット

テンサー

発泡スチールブロック軽量盛土工法

EPS土木工法

(三菱油化製品特約店)

平成2年11月1日より社名変更

株式会社 カルシード

(旧社名・日本石灰工業株式会社)

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

本社／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL08375(2)0002

連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL098)862)2321

(沖阪産業株建材部)

●各種推進工事 小口径管推進・泥水シールド・刃口推進

●薬液注入工事 (PAT) 瞬結型・乳液型・懸濁型・溶液型

営業種目 ●地盤改良工事 (PAT) SSS-G・セミパイプ (家屋・ビルの基礎地盤)

●調査・設計・施工 土質及び地質調査・注入工事の設計・施工

●注入材料の販売 岩水3号・6号・ミクロメント・瞬結剤



岩水開発株式会社

沖縄営業所長 長嶺 修

沖縄営業所 〒900 那覇市泉崎1-14-16 ☎ (098) 867-9265

(マチダビル5階) FAX (098) 869-1080

営業種目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理

都市計画・上下水道・地質及び土質調査



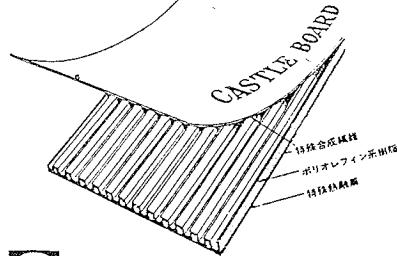
株式会社 協和建設コンサルタント

代表取締役	東	江	憲	六
専務取締役	謝	花	喜	昭
常務取締役	島	袋	定	雄
取締役	宮	城	吉	夫
企画部長	島	袋	章	雄
土質部長	仲	村	起	三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098) 879-5016

プラスチックドレン工法

キャッスルボード



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581 大阪府八尾市跡畠北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321-9
東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目33番地8号
TEL 03(0433)2631-3(新橋SSビル)

大深度施工実績
中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



株式会社 南 興

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

地質・土質調査・地滑り対策工事

有限会社 公 基 础

〒901-13

沖縄県島尻郡与那原町字与那原2319-1

電話 098 (946) 4587

FAX 098 (946) 0995

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式会社 國 場 組

KOKUBA - GUMI CO., LTD

代表取締役社長 國 場 幸 昇

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

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

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

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

營業種目

測量全般・一般土木・農業土木、全般の調査・計画及び設計 土質調査及び土質試験・土木工事の施工管理



株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役 上地竹芝 専務取締役 与那覇強

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

文明を創造する技術のネットワーク

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

〒901-21
沖縄県浦添市伊祖一丁目21番2-303号 ☎ (098) 876-2815 (代)
ファクシミリ (098) 878-4054

自然……人類とのふれあい。

建設コンサルタント:建設大臣登録
一級建築士事務所:知事登録
測量設計・建設大臣登録
土地家屋調査士事務所:登録



株式会社城南設計コンサルタント

本 社 〒904-04 沖縄県国頭郡恩納村字富着1569 TEL (098) 964-2642 (代)
取 計 部 長
FAX (098) 965-0491

那霸営業所 那霸市首里当之蔵町2-15-2 TEL (098) 887-6646
中部営業所 沖縄市比屋根1081-3 (沖縄経営サポート内) TEL (098) 932-1221
名護営業所 名護市字宮里453-7 (北部新聞社内) TEL (098) 053-1363

地盤・都市災害・地盤改良（計画・調査・設計）

都市廃棄物処理に関する調査・計画・設計

制御システム及びソフトの開発

8 清光研究所

代表者 吉沢光三

〒901-21 沖縄県浦添市伊祖3丁目22番5号

TEL 098(877)4859

FAX 098(877)4859

S.M.W.工法

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

●山留め専門会社

成幸工業株式会社

本社 大阪市西区阿波屋1-13-13

TEL 06-531-8801(代表)

沖縄営業所 那覇市曙2-14-15

TEL 098-862-8306

支店 東京・札幌・名古屋・福岡

営業所 サンフランシスコ・パリ・バンコク・台北

営業品目

土質・地質 力学試験機総合製造販売・研究設計

土の物理試験・一軸圧縮試験機・三軸圧縮試験機

せん断試験機・圧密試験機・コアーキャッチャー

式サンドサンプラー



株式会社

誠研舎

代表取締役 伊藤政雄

〒110 東京都台東区東上野1-28-5

電話 (03) 3834-4201

FAX (03) 3834-0825

技術と信頼で、未来を築きます。

◇ 営 業 種 目 ◇

地すべり対策工事・各種アンカー工事
土質調査・さく井工事・グラウト工事
一般土木・建築工事・吹付け工事
調査・設計から施工まで

(Soil) 株式会社 ソイル開発

代表取締役社長 下地 康之

取締役専務 津波吉正史

沖縄県浦添市字経塚179番地の2

電話 098-878-5960

より豊かな県づくりに寄与する

◆ 総合建設業 ◆



株式会社 大栄組

代表取締役 大城 栄信

取締役副社長 大嶺 永夫

本社 沖縄県浦添市字勢理客555番地

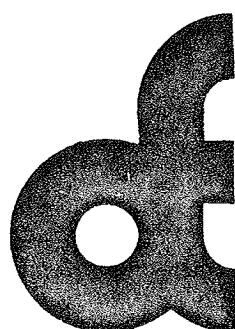
☎ (098) 877-8556(代)

FAX (098) 876-5664

北部営業所 沖縄県名護市字世富慶415番地

☎ (09805) 2-1570

確かな手応えを未来へ



**株式会社
大東エンジニアリング**

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

代表取締役社長

大城 栄篤

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字勢理客555-2

TEL098-878-1381 FAX098-876-0793

北部営業所 TEL0980-52-6341

技術と誠意で地域社会に繁栄に貢献する



総合建設業

大晋建設株式会社

代表取締役会長 大城重信 代表取締役社長 大城元臣

本社 濃添市巻港5丁目6番8号(沖縄県建設会館5F) ☎(098)876-7777(代) FAX(098)876-7888
土木部 那覇市繁多川4丁目11番6号 ☎(098)832-0345 FAX (098)832-1824

営業種目

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



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役	砂川晃	章逸
取締役専務	砂川昌	喜
取締役常務	比嘉定	和
監査役	友利和	志
取締役総務部長	天久武	光
取締役営業部長	砂川武	

〒901-21 沖縄県浦添市字宮城633番地 電話 (098) 877-4390 (代)
FAX (098) 876-2661

南西 プラント工業株式会社

代表取締役 木村義明

〒900

沖縄県那覇市字天久902番地

電話 098(868)2656 FAX 098(863)1659

青と緑



地球を考える

〈営業種目〉 土木設計・農業土木設計・測量全般・調査測量設計・土壤・土質・地質調査及試験
磁気探査・地下水調査及解析・さく井工事・大口径ボーリング工

株式会社 日基コンサルタント

旧 中村ボーリング調査測量設計工務(有)

本社 沖縄県那覇市樋川1丁目19番35号
〒900 TEL (098) 855-5578 FAX (098) 832-8354

南部事務所 沖縄県東風平町字東風平804番地
〒901-04 TEL (098) 998-7522 FAX (098) 998-7549

北部事務所 沖縄県名護市伊佐川229番地
〒905-11 TEL (0980) 53-7578 FAX (0980) 53-7288

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



株式会社 日興 建設コンサルタント

代表取締役 砂川恵常

本社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号

電話 (098) 877-1667 (代)

FAX (098) 877-0914番

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差した地盤改良工法の確立を目指す。

日本深層地盤改良協会

沖縄支部

支部長 福田利夫

沖縄県浦添市勢理客555-2

TEL 098 (879) 6710 代表

—技術と誠実で奉仕する—

○不動建設

取締役社長 式村 健

沖縄営業所長 岩満 清水

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 (03) 3831-9111

大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 (06) 201-1121

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

総合建設業

牧港建設株式会社

代表取締役社長 平 良 平太郎

代表取締役副社長 比嘉 武夫

浦添市伊祖1丁目21番2-201号 (パイプライン沿い)

TEL (098) 877-2666 FAX (098) 876-9034

土～金属までの各種試験機の総合メーカー

お客様のニーズにお答えする

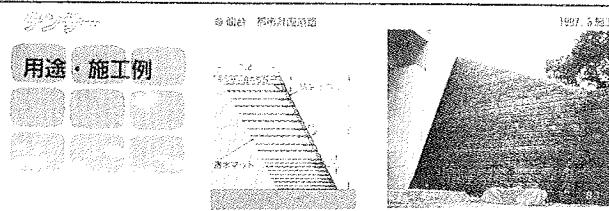


株式会社 マルイ

九州営業所

〒812 福岡県福岡市博多区博多駅南1丁目3-8

電話 092(411)0950 FAX 092(472)2266



三井石化産資株式会社

福岡営業所 〒810 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎ (092) 752-0766 FAX (092) 752-0769

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

☎ (098) 868-5672 FAX (098) 864-1336

営業種目

建設コンサルタント業務・測量業務

地質・土質調査業務・施工監理業務

電算による製図業務



ユニオン土木設計株式会社

代表取締役社長 宮城盛夫

専務取締役 与那嶺照男

事務所 沖縄県浦添市字小湾446番地 (VFWビル)

電話 (098) 879-0273・0274

FAX (098) 878-0282

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



琉建設設計株式会社

代表取締役社長 瑞慶覽 穎

代表取締役専務 安室雅夫

取締役設計部長 兼次 稔

沖縄県浦添市字沢崎140の1

(琉信レジデンスたくし1階)

TEL (098) 877-2622

FAX (098) 878-7297

表紙写真説明

「沖縄県立浦添職業訓練校敷地地すべり」

地すべりは、平成3年10月2日に、台風十九号の豪雨が引金となって発生した。敷地内の建物、下方の住宅等に多くの被害があった。地すべりブロックは、12年前に、島尻層群の風化泥岩斜面上に4～5m層厚の泥岩土を盛り土した造成地である。泥岩は地質的・土質的に問題が多く、当地周辺部の斜面は大方が地すべり地形を呈している。すべり面調査によると、当地すべりは泥岩の地質構造的な弱面が発達しすべり面となっている風化岩すべりで、その最大すべり面深度は8m50cm付近にある。

第四回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集

平成3年11月14日 発行

編集 第四回沖縄土質工学研究発表会実行委員

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

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