

ISSN 1342-677X

第17回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2004

講演概要集



2004年11月11日

沖縄地盤工学研究会

目次

1 琉球層群中に打設した群杭基礎の破壊確率算定に関する問題点	1
○安谷屋 賢　　琉球大学大学院生	
窪田 純一　　〃　　工学部生	
原 久夫　　〃　　工学部	
2 那覇港における複数の改良目的で適用された海上 SCP 工法の施工例	5
小山田豊実　　五洋建設株	
大村隆一郎　　〃	
服部 祐二　　佐藤工業株	
○河野 有司　　不動建設株	
濱里 青史　　〃	
島崎 司　　〃	
吳屋 祐次　　〃	
3 孔内摩擦・せん断・水平載荷試験(SD-FPT)の利用法と測定事例について	7
小川 能克　　基礎地盤コンサルタンツ株	
○夏目 隆弘　　〃	
田上 裕　　〃	
4 複数の空洞を有する地盤上に設置された直接基礎の支持力算定方法に関する一考察	11
○清住 真　　株白石	
大内 正敏　　〃	
彭 芳楽　　同濟大学	
日下 部治　　東京工業大学	
5 島尻泥岩切土法面の調査報告	17
○砂川 尚之　　上原地盤工学研究所泥岩分科会	
与那嶺 満　　〃	
天願 秀章　　〃	
宮城 健　　〃	
宮城 敏明　　〃	
新垣 健二　　〃	

6 泥岩切土斜面の安定度評価における強度図の活用	19
○中村 真也	琉球大学農学部
宜保 清一	" 農学部
吉沢 光三	(株)清光研究所
比嘉 優	(株)南城技術開発
7 島尻層群泥岩におけるグラウンドアンカー周面摩擦抵抗について -島尻層群与那原層泥岩を対象としたアンカー引抜き試験事例の収集・整理と考察-	23
○柿原 芳彦	上原地盤工学研究所すべり・崩壊分科会:応用地質(株)
川満 一史	" (株)沖縄設計センター
田場 邦男	" (株)ホープ設計
桃原 強	" (株)岡三リビック(株)
仲間 和章	" (株)北斗設計(株)
長尾 圭一	" (株)エスイー
8 先端拡大型地山補強材の土中引抜き実験	27
○丸山 健吉	岡三リビック(株)
小浪 岳治	"
川原 秀樹	"
伊藤 秀行	大日本土木
9 振動載荷実験による石積みアーチ門模型の動的特性	29
○島袋 秀人	(株)沖縄建設技研
アイダンオメル	東海大学海洋学部生
大洞 光央	" 大学院生
渡嘉敷直彦	琉球大学工学部
赤木 知之	" 工学部
高良 倉行	(株)真南風
10 発泡ガラスを活用した合理的な盛土斜面設計	33
宜保 清一	琉球大学農学部
中村 真也	" 農学部
○池上恭一朗	" 大学院生
金城 志保	沖縄県農林水産部
嶺井 政武	(株)トリム

- 11 砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究 35
○名渡山一彦 琉球大学工学部生
原 久夫 " 工学部
- 12 柱列式連続壁工法による地下ダム建設工事における排泥抑制工法の実証施工実験 37
○佐藤 靖彦 西松建設(株)技術研究所
新谷 壽教 " 技術研究所
宇野 政武 " 九州支店
羽山 里志 " 九州支店
仲松 宇大 " 企画技術部
- 13 石炭灰を利用した低品質土の改良効果について 41
○与那原利行 大永建設(株)
原 久夫 琉球大学工学部
名嘉眞 悠 " 工学部生

1 琉球層群中に打設した群杭基礎の破壊確率算定に関する問題点

琉球大学大学院理工学部研究科 ○安谷屋 賢

琉球大学工学部環境建設工学科 窪田 純一

琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

沖縄県に広く分布する琉球層群は層相の変化が激しく、空洞部、砂礫部、石灰岩部などが混在する。岩塊部は構造物基礎として十分な支持力はあっても軟弱部の混在で問題点が多く支持地盤として評価されていない。したがって、合理的に琉球層群を支持地盤として評価する方法を確立することができれば経済的にも有用である。本研究では、その琉球層群を効率よく支持層として取り入れることを目的としている。

著者らは既往の研究で、単杭による支持力¹⁾と信頼性設計法を用いた単杭の破壊確率について報告した²⁾。本文では琉球層群を含む地域から収集されたN値の統計解析を行い、琉球層群中に打設された群杭の支持力をモンテカルロ法を用いて数値シミュレーションを行いった。そして、深度と極限支持力の出現・変化の様子を求め、群杭基礎の破壊確率算定の問題点について述べる。

2. 群杭の支持力について

2.1 群杭の極限支持力式

群杭の押込み支持力は、杭の中心間隔が広い場合には、単杭の支持力の本数倍とみなしてよいが、中心間隔がある程度より密になると杭と杭間の上塊が一体となって、あたかも一基のケーソン基礎として挙動を示すこととなり、杭一本当たりの支持力が低下する。この限界の杭中心間隔は地盤の性質、杭の配列によって異なり一律に規定することはできない。そこで、杭基礎を仮想ケーソン基礎と考えて、支持力の計算を行うとする。杭径の2.5倍以下であると群杭の影響が顕著に表れるとしている³⁾。従って、本研究では、極限支持力を群杭として考慮しているため、杭の間隔を杭径の2.5倍として計算を行う。

群杭の押込み支持力は、道路橋示方書（下部構造編）³⁾による式(1)で求めるとする。

$$Q = Q_p + Q_f \quad (1)$$

ここに

Q : 群杭としての軸方向押込み支持力(kN)

Q_p : 群杭としての杭先端の極限支持力(kN)

Q_f : 群杭としての周面摩擦力(kN)

$$Q_p = A_G q_d - W \quad (2)$$

A_G : 仮想ケーソン基礎の底面積(m²)

q_d : 仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力(kN)

W : 仮想ケーソン基礎で置き換える土の有効重量(kN)

$$Q_f = U_G \sum L_i \tau_i \quad (3)$$

U_G : 仮想ケーソン基礎の周長(m)

L_i : フーチング底面から先端支持層までの各層の層厚(m)

τ_i : 各層の土のせん断抵抗力(kN/m²)

である。ただし、支持層が琉球層群のみであるため L_i はフーチング底面から地表までの層厚、 τ_i は琉球層群のせん断抵抗力の値を適用する。

2.2 仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力 q_d について

ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、支持力係数の寸法効果の影響はまだ定量的に明らかにはされてはいない。従ってここでは道路示方書を参考に、荷重の偏心傾斜および支持力係数の寸法効果の影響を無視して鉛直荷重に対する極限支持力を適用することとし、支持力係数(2.5参照)は全般せん断破壊かつ荷重が傾斜していない場合のものを適用する³⁾。

仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力 q_d ³⁾は式(4)で表される。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (4)$$

ここに

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力

(kN/m^2)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位重量
(kN/m^3)

ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量
(kN/m^3)

ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。

α, β : 基礎底面の形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B}{D} \quad (5)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \frac{B}{D} \quad (6)$$

B : 基礎幅 (m)

D : 側面幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_r : 支持力係数

である。

2.3 杭基礎寸法および配置の仮定

図-1 には仮定した杭基礎寸法および配置を示す。

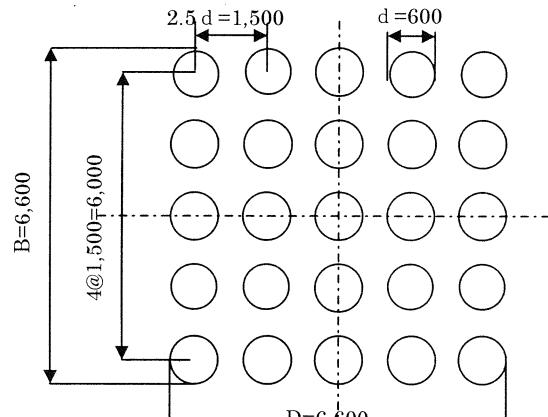


図-1 杭基礎寸法および配置 (mm)

ここに

- 鋼管杭の杭径と厚さ : $d = 0.6 \text{ m}$, $t = 16 \text{ mm}$
- 杭の中心間隔 : $2.5 d = 1.5 \text{ m}$
- 杭本 : 縦 5 本, 横 5 本, 計 $5 \times 5 = 25$ 本
- 形状係数 : $\alpha = 1.3, \beta = 0.6$

と仮定する。

2.4 地盤条件

本研究では、琉球層群のみを扱っているため、(4)式における γ_1, γ_2 は同一のものとなる。計算上対象とする琉球層群は、およそその一軸圧縮強度 q_u を N 値より推定を行い⁴⁾、長堂ら⁵⁾が収集した琉球層群の一軸圧縮強度 q_u と単位体積重量 γ の関係図(図-2 参照)を元に γ の値を安全側設計を考慮した上で、地盤の単位重量 γ を $17.6 (\text{kN}/\text{m}^3)$ と仮定した。また、地下水以下の単位重量を考慮すると $\gamma_1 = \gamma_2 = 17.6 - 9.8 = 7.8 (\text{kN}/\text{m}^3)$ となる。

琉球層群は砂質土地盤であるため、地盤の粘着力 $c = 0$ とし、さらに、基礎根入れ有効深さ D_f は、シミュレーションにより変化させる。図-3 には対象としたオリジナル N 値の分布を示す。

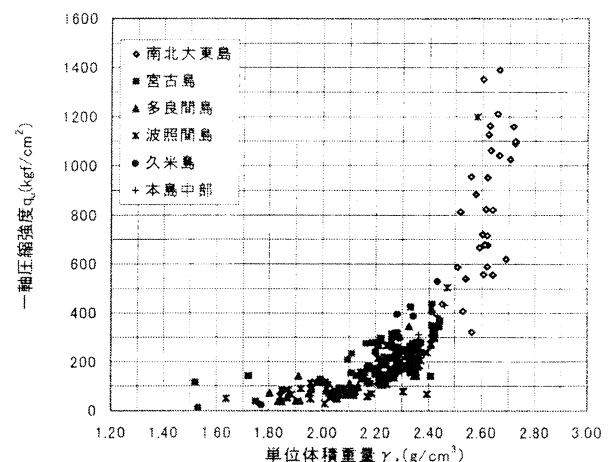


図-2 各地域の一軸圧縮強度と単位体積重量の関係

図-2 琉球層群の一軸圧縮強度と単位体積重量の関係⁵⁾

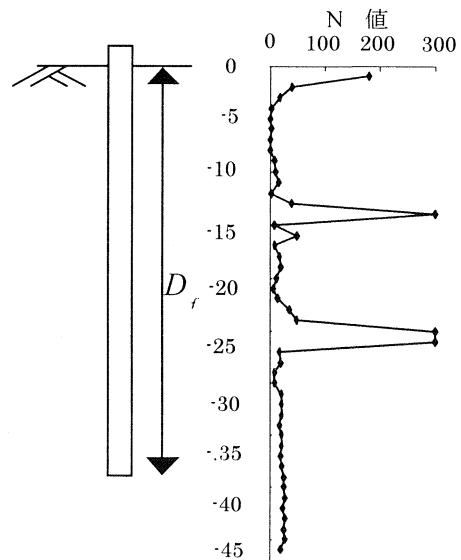


図-3 オリジナル換算 N 値分布

(古宇利大橋土質調査⁶⁾)

2.5 N 値と ϕ , ϕ と N_c, N_q, N_r について

N 値とせん断抵抗角 ϕ の関係⁷⁾については

$$\phi = \sqrt{15 N} + 15 \quad (7)$$

ϕ : せん断抵抗角 (°)

N : N 値

の式で表すことができる。この式(7)により N 値が求まればせん断抵抗角 ϕ が決定する。 ϕ が求まると図-4 に示すのせん断抵抗角と支持力係数の関係³⁾より、支持力係数 N_c, N_q, N_r がそれぞれ求めることができる。

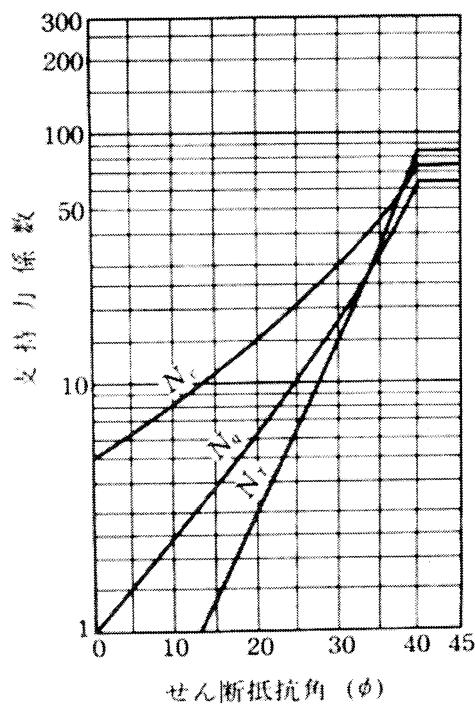


図-4 支持力係数を求めるグラフ³⁾

3. シミュレーション結果と考察

本研究の数値解析に利用した手法は、個々のばらつき要因である N 値に対し確率分布に応じた任意の乱数を発生させて一つの状態を仮定し、これを大量に実施するモンテカルロ・シミュレーション法⁸⁾を用いた。

式(1)で与えられる群杭の極限支持力は、杭径と杭の配置、N 値、有効根入れ深さの関数となっており、N 値の分布形状にも左右される。図-5 はシミュレーション試行回数 500 回行ったときの深度と先端支持力、摩擦抵抗力、極限支持力の平均値の分布を示す。摩擦抵抗力は深度に比例して増加し、先端支持力は先端部分の N 値の強度と有効根入れ深さに依存しているのが図からみてわかる。この例の場合、地盤中央の硬質部で打ち止めした方が高い支持力が得られることを示しており、これを打ち抜いてしまうと不経済ばかりか全体の支持力低下につながっている。

図-6 に単杭の極限支持力に 25 倍 (群杭の杭本数倍) と群杭の極限支持力の分布を示す。一般的に群杭は単杭の本数倍より、支持力が低下するものとされている (群杭効果) が、図から見てわかるようにほとんどの深度にたいして群杭の支持力が単杭の支持力を上回っている。

本研究では、群杭の影響が顕著に現れるときの杭間の間隔を 2.5D 以下に設定している。このような結果が現れたのは式(1)の支持力機構に問題あるものと思われる。実際のケーソン基礎の設計は、許容支持力を元に行われている。この許

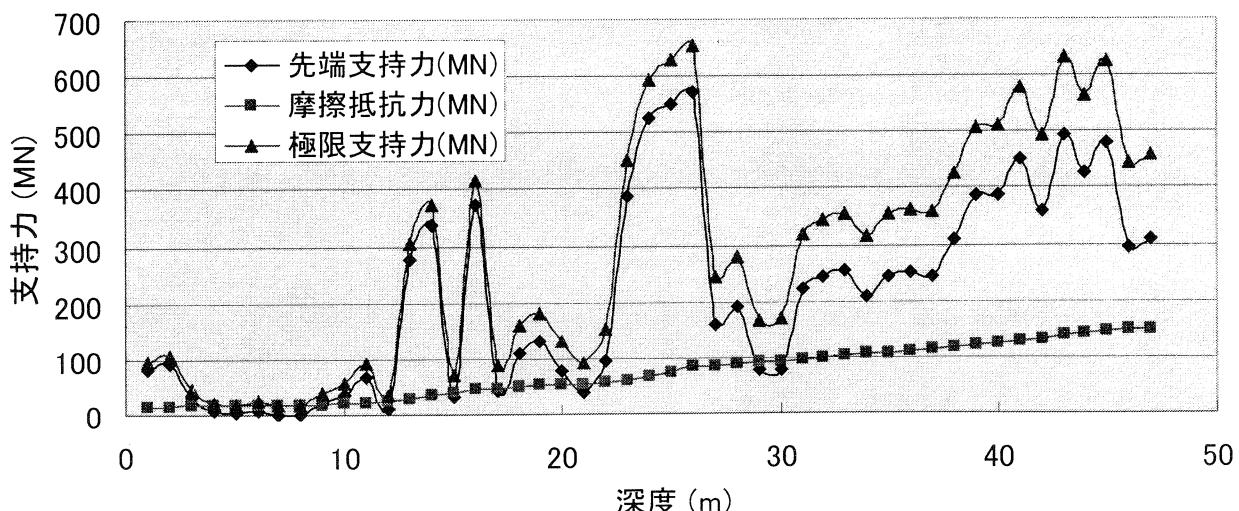


図-5 群杭シミュレーションによる深度と支持力の関係

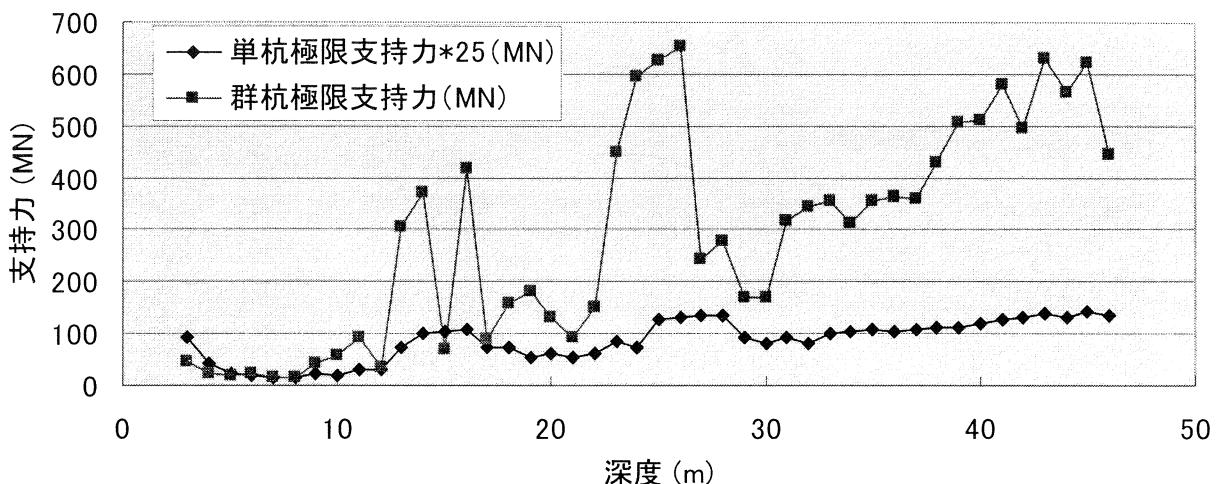
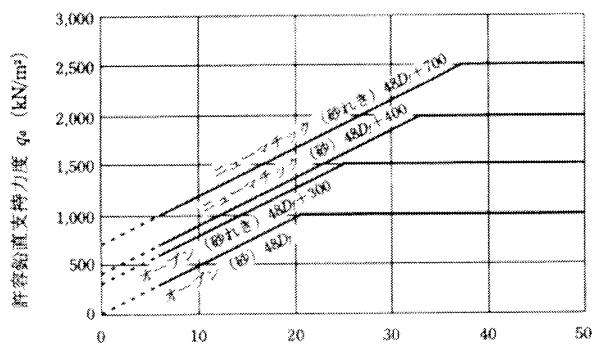


図-6 単杭*25本と群杭の支持力の比較

容支持力の算定には、基礎の沈下より定まる上限値(図-7参照)がある。これより許容支持力について、単杭の本数倍支持力と群杭の支持力を比較すると単杭支持力が大きく、逆転はないと考えられる。図-6に示す支持力は、極限支持力についての比較であり、式(1)で算定される群杭の極限支持力は単杭の本数倍よりかなり大きい値となる。従って、式(1)による極限支持力を使って群杭の破壊確率の算定することは不適当と考えられる。

図-7 ケーソン基礎底面地盤の許容支持力の上限(常時)³⁾

今後の課題として、群杭の破壊確率を求めるために近似解法の1つとしてAngにより提案されるPNET法⁸⁾を参考に求める方法を検討中である。

4. 参考文献

- 1) 平木幹啓, 安谷屋賢, 原久夫: 琉球層群の打設杭による支持力の信頼性設計法への適用性に関する研究, 第16回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 27-30, 2003.11
- 2) 安谷屋賢, 原久夫: 琉球層群中の打設杭支持力に関するモンテカルロ法による破壊確率の評価, 平成15年度土木学会西部支部発表会, 第1分冊III-36, pp. A244-A245, 2004.3.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説. IV下部構造編, (社)日本道路協会, 2003.
- 4) 福井次郎, 石田雅博, 白戸真大, 松井謙二: 部分安全係数設計法に基づく構造物基礎の設計基準に関するいくつかの考察, 土木学会論文集No.771/III-68, pp. 315-320, 2004.9.
- 5) 長堂嘉光, 真栄田義安, 金城正幸, 前川淳, 内村雄一: 琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究(その1)第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 70~73, 2000.
- 6) 古謝昌也: 琉球層群のN値の統計特性およびその信頼性設計法への適用性に関する研究, 平成14年度卒業論文
- 7) (社)地盤工学会: 地盤調査法, (社)地盤工学会, pp. 200-2001, 1995.
- 8) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿児島出版会, 1998.

2 那覇港における複数の改良目的で適用された海上 SCP 工法の施工例

五洋建設(株) 小山田豊実、大村隆一郎
佐藤工業(株) 服部裕二
不動建設(株) ○河野有司、濱里青史
II 島崎 司、吳屋祐次

1.はじめに

那覇港海上の埋立部に計画された若狭 IC(インターチェンジ)は、西海岸道路(那覇西道路)の整備を目的として建設設計画された。当該地区の地盤は、緩い細砂層と軟弱な粘性土層から構成されており、この地盤上にスリットケーソン式の新設護岸および道路盛土の築造を行うにあたり、サンドコンパクションパイル船による地盤改良としてサンドコンパクションパイル(以下 SCP)およびサンドドレーン(以下 SD)の施工を行った(図-1 に施工状況を示す)。

当改良は、護岸直下の沈下防止・すべり防止・支持力増大対策に加えて、SCP と SD の複合杭による護岸背面部(道路直下)の液状化防止・沈下促進対策を目的として用いられた。当工事は、液状化防止を目的としており、また、SCP と SD を組み合わせるなどこれまで沖縄県ではほとんど事例のない地盤改良工事であったことから、その改良仕様および施工結果について報告し、今後の同種工事の参考にされたい。

2.土質条件

当該地の地質は、図-2 に示すように第四系更新統に属する琉球層群の那覇石灰岩層上に褐色粘性土層(Dc)、完新統に属する石灰質な粘性土層(Ac)、砂質土層(As)が分布している。As 層はサンゴ礫混じりの緩い砂質土層で地震時に液状化する恐れがある。また、Ac 層は N 値=0 の非常に軟弱なシルト層で、Dc 層は軟弱な粘土層であることから、両層とも圧密沈下および護岸の安定上の問題を有している。

3.地盤改良の仕様

当工事はインターチェンジの建設に当たり、軟弱地盤上に新設の護岸および道路盛土を築造するが、構造物の重要度に応じて要求される地盤改良の仕様も異なる。図-3、図-4 に地盤改良の平面図および断面図を示す。改良①は護岸直下部、改良②③は道路直下部の地盤改良である。

護岸直下の改良①は、杭径 $\phi 2000$ の SCP 改良砂杭を高改良率(as=80%)で打設することにより、ケーソンの支持力を増大し、圧密沈下を抑止する。また、護岸背面埋立による偏土圧に対してすべり破壊を防止する。

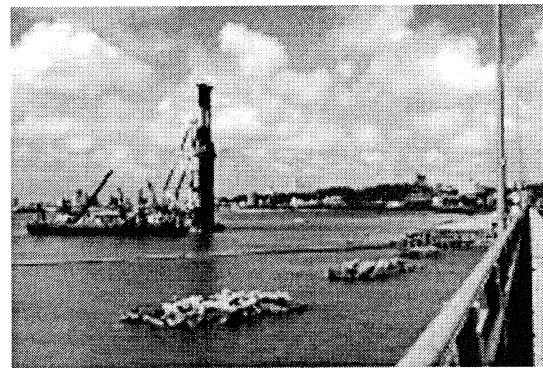


図-1 SCP 船による施工状況

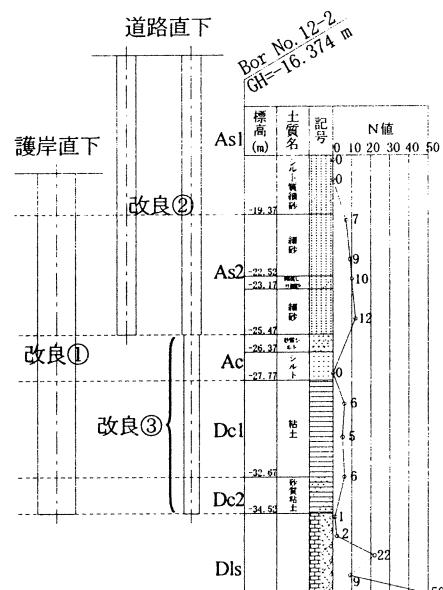


図-2 土層柱状図

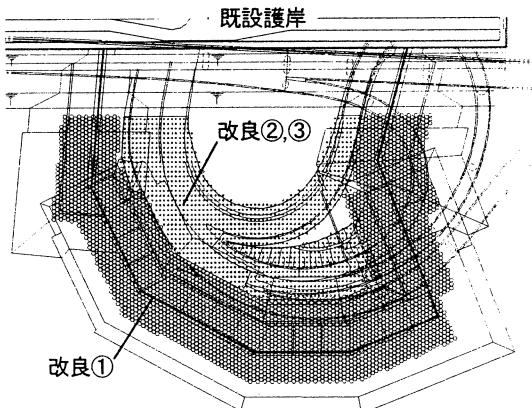


図-3 地盤改良平面図

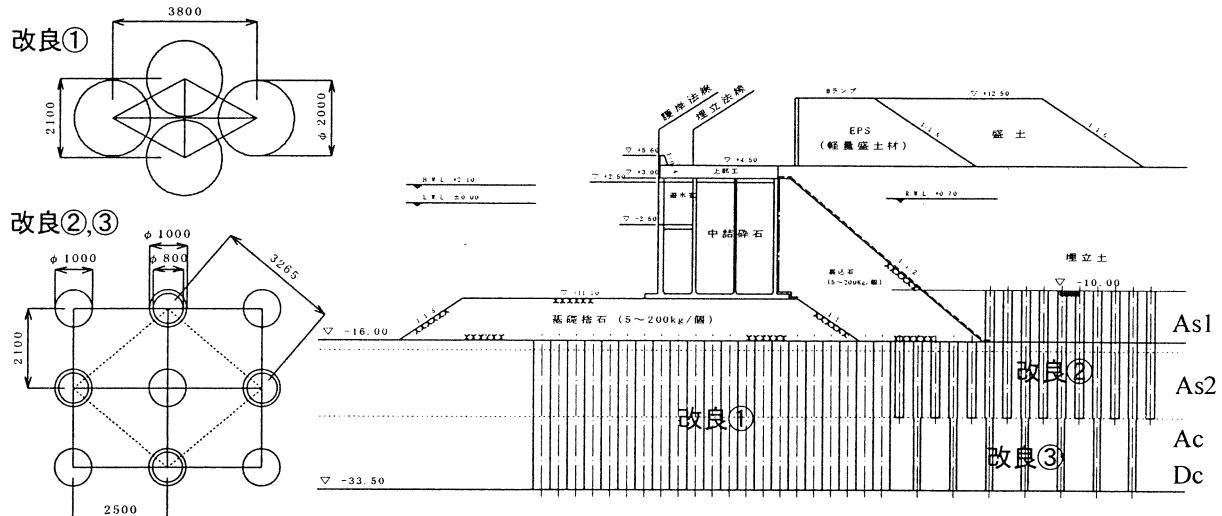


図-4 地盤改良断面図とパイプの詳細配置

道路直下の改良②,③は、土層に応じてそれぞれ異なる目的で施工が行われた。当該地の地盤は、液状化層である As 層の下部に圧密沈下層である Ac 層、Dc 層が堆積している。そこで、上層の液状化を防止し、下層の圧密を促進させる複合地盤改良を実施した。上層に対する改良②は、締固めにより $\phi 1000$ に拡径した SCP 砂杭を改良率 $as=15\%$ で造成し、砂杭間の原地盤密度を高めることで地盤の液状化抵抗を高めて液状化を防止する。下層に対する改良③は、締固めを行わずに杭径 $\phi 800$ の SD 砂杭を $\triangle 3.265 \times 5.0m$ のピッチで打設し、土層の圧密排水を促進させる。

4. 地盤改良効果の確認

改良地盤の改良効果の確認は N 値で行われ、護岸直下では砂杭そのものの杭芯 N 値、道路下部では杭間の改良後地盤 N 値により効果の評価を行う。図-5 は改良①の杭芯 N 値と「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に従がって N 値と土被り圧により推定した内部摩擦角 ϕ を示す。これより、改良地盤は所要の平均 $N \geq 10$ を満足しており、内部摩擦角も $\phi \geq 35^\circ$ であることが確認された。また、図-6 は改良②の杭間 N 値と液状化判定の FL 値を示すが、 $FL \geq 1.0$ を満足しており、液状化しないと判定された。

5.まとめ

本工事は、沖縄での事例の少ない液状化対策および複数の異なる目的を持った地盤改良を施工し、SCP工法の改良効果を確認することが出来た。

最後に本報告をまとめるにあたり、ご協力を頂いた沖縄総合事務局南部国道事務所の関係者各位に深く感謝の意を表する。

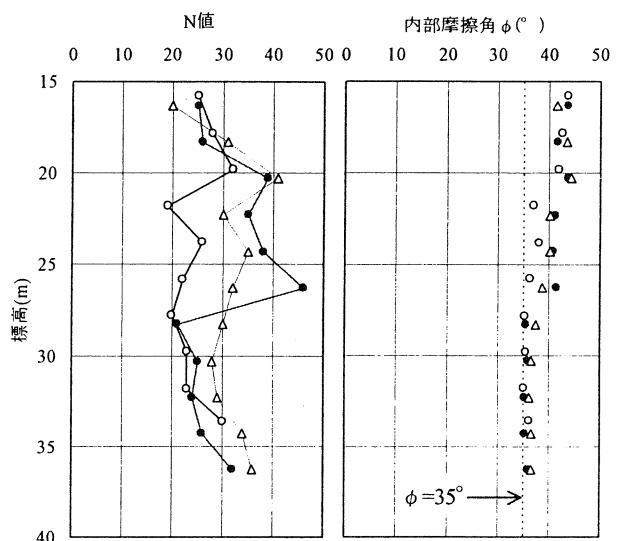


図-5 改良①護岸直下の改良後杭芯N値と
推定内部摩擦角 ϕ の深度分布

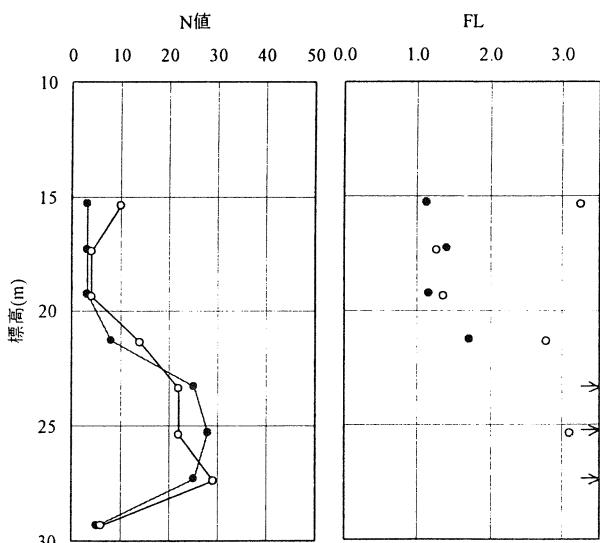


図-6 改良②道路直下の改良後杭間地盤 N 値と FL 値の深度分布

3 孔内摩擦・せん断・水平載荷試験(SD-FPT)の利用法と測定事例について

基礎地盤コンサルタント(株) 小川 能克

同 上 ○夏目 隆弘

同 上 田上 裕

1. はじめに

杭基礎や地盤の支持力、構造物の安定性検討の際に必要となる地盤定数は、ボーリング孔を利用した現位置試験・サンプリング・室内土質試験から求められる。しかし、沖縄地方特有のサンゴ礫混じり土ではサンゴ礫の混入に起因して、乱さない試料の採取が困難である、室内試験方法が確立されていない、N値などの現位置試験から得られる物性値の評価が難しい、などから調査・設計上の課題として挙げられている¹⁾。

また、不攪乱試料による室内試験では、三軸圧縮試験を行う際には乱された試料として扱い、粘性土地盤では原地盤の応力状態に戻して行う変則UU試験を行い、試験値の2/3の値が採用される。砂質土地盤では地盤工学会基準のCD試験を行うが、試験値から5°差し引いた値を設計用地盤定数とすることが提案されている²⁾。

筆者らは、このような乱さない試料採取が難しく、土質試験方法が確立されていないサンゴ礫混じり土に対して、ボーリング孔内で実施できるせん断・摩擦・試験の機会を得たので試験事例と利用法について紹介する。当試験はSD-FPT(Super Drive-typed Friction Pressure Test)と称し、セルフボーリングタイプであるので応力開放の影響を受け難いこと、現位置での周面摩擦力、せん断特性(C, φ)および変形係数が求められる、などの特徴を有しており、適用地盤も軟弱地盤から風化軟岩まで広い。

2. SD-FPT試験の方法

図-1にSD-FPT試験の作業手順、図-2に試験装置の概要を示す。まず、試験深度の手前まで通常のロータリー式ボーリングにより掘進する。その後、先端部に削孔ビット・加圧せん断部を取り付けたケーシングパイプを挿入し、ボーリングロッドにて削孔ビットのみを回転させて所定の試験深度まで掘削する。この際の掘進時のスライムはロッドからビット先端に供給される循環水によってケーシング内部を通して地上に排出される構造であり、試験面となる加圧せん断部外周への流出を防止している³⁾。試験深度に達したら、内側に挿入した加圧プローブに水圧を加え加圧せん断部を孔壁地盤に圧着させる。摩擦・せん断試験は所定の圧力で孔壁に加圧し、ケーシングパイプを一定速度で引き上げ、加圧せん断部に作用するせん断応力を測定する。この作業を孔壁への加圧力を数種類変えて、数回繰り返す。その後、地盤工学会基準に基づいた孔内水平載荷試験⁴⁾を行って試験は終了する。

表-1に本試験器の主な仕様を示す⁵⁾。

表-1 SD-FPTの主な仕様

項目	仕様
削孔径	φ72mm
加圧せん断部外径(測定管)	φ72mm
加圧方式	等分布変位方式(水圧)
削孔用ロッド	φ40.5mm
削孔機	通常のボーリング機械

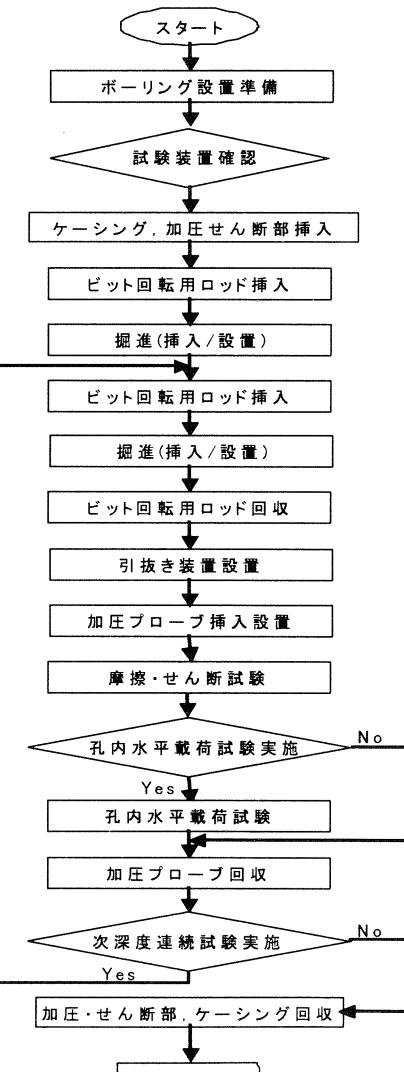


図-1 SD-FPT試験の作業手順

3. 測定事例

図-3に測定場所の土質特性を示す。測定は図に示すような地層で、杭基礎の支持力を確認することを目的として、各層の変形係数、せん断特性および摩擦力を測定した。

この図から、EL-15mまではN=10前後で礫を20~70%占める沖積層のサンゴ混じり土が分布する。それ以深は洪積層となり、EL-15~23mでは沖積層と大差ない粒度特性であるが、N値40~50以上とよく締まった礫質土で構成されている。

EL-23~35m付近ではN=5~30の砂質土であり、薄く粘土層を挟んでいる。EL-35~40mではN=2~10の比較的軟質な粘土層が分布する。この粘性土は、 $w_n = 25\sim30\%$ 、 $\rho_s = 2.68 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho_t = 19.6\sim20.0 \text{ kN/m}^3$ 、 $C_c = 0.2$ 、 $p_y = 900 \text{ kN/m}^2$ 、 $OCR = 3$ 程度の圧縮性の低い過圧密粘土である。それ以深ではN=20~50の礫質土に漸移する。

また、明確な支持層は、図中には示していないが、EL-50m以深から分布する前岳層(砂岩)となる。

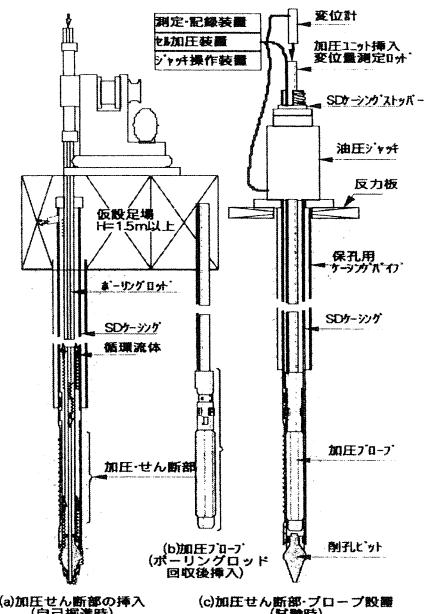
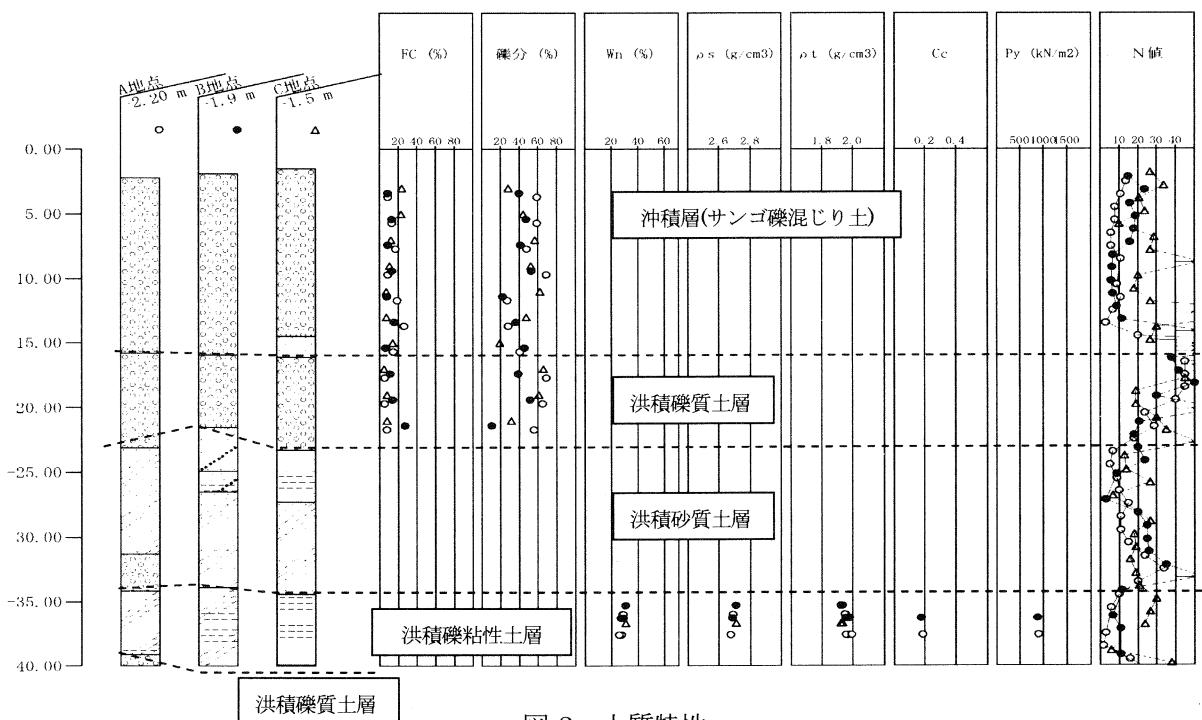


図-2 SD-FPT 装置の概要



(1) 変形係数

図-4に変形係数Eの深度分布図を示す。図中にはSD-FPTによる E_{SD-FPT} のほか、プレボーリングタイプの孔内水平載荷試験で得られた変形係数 E_b 、一軸圧縮試験から求めた E_{50} 、およびN値を用いて推定した $E=700N$ ⁶⁾も併記している。

この測定結果から、沖積層のサンゴ礫混じり土では平均的な E_b は $4,000 \text{ kN/m}^2$ であるのに対して E_{SD-FPT} では最小値でも $10,000 \text{ kN/m}^2$ と高い値を示す。洪積砂質土層ではN=20~50以上とばらつきがあるものの、比較的よく締まっている地盤であることからN値から推定した値と E_{SD-FPT} の値には有為な差はみられない。洪積粘性土層での E_{50} は $2,000 \text{ kN/m}^2$ 、 E_{SD-FPT} は $7,000 \text{ kN/m}^2$ であり、前者の方がかなり小さい。この理由としては応力開放の影響などが考えられ、言い換えれば E_{SD-FPT} は応力開放の影響を受け難いとも考えられる。この結果、緩いサンゴ礫混じり土や軟質な粘性土など孔壁が乱れやすい地盤では、SD-FPTによる方法の方が高い変形係数が得られるようである。

(2) 力学特性

図-5はサンゴ礫混じり土の物理的に乱さない試料を用いて締固めた試料($\rho_s=15.8\text{kN/m}^3$)で行った三軸CD試験結果と同層で行ったSD-FPT試験結果を示す。

この図より、締固めた試料では大きなばらつきはなく $\phi=41^\circ$ が得られている。一方、SD-FPT試験では前述の土質特性でも明らかなように、礫分の混入が20~70%で、細粒分含有率20%以下となる不均一な地盤であることから、せん断抵抗角も $\phi=35.3^\circ \sim 45.7^\circ$ とややばらつきが見られる。しかし、平均的には三軸CD試験結果とほぼ同等の値が推定できる。なお、SD-FPTで求められる力学特性については土槽による実証試験が行われており、図-6に示すようにSD-FPTと三軸圧縮試験結果にはほぼ同等の結果が得られている。

(3) 周面摩擦力

図-7は、図-3で示したA地点で行った杭の鉛直載荷試験結果(サンゴ礫混じり土~EL-40m以深の洪積礫質土層を対象とした場所打ち杭、杭長44.4m、杭径 $\phi 1,200\text{mm}$)と道路橋示方書(N値法と称す)およびSD-FPT試験結果から推定した杭の最大周面摩擦力を対比したものである。

ただし、鉛直載荷試験は、杭の許容支持力を確認するために行ったものであるが、目的は達したもの、最大荷重1,130tfでも第1限界荷重は認められず、杭の沈下量は6mm(杭径の0.5%)程度で、最大荷重の97%が周面摩擦力であった。この結果をもとに宇都ら⁷⁾の方法で、荷重~沈下曲線を拡張して描き、第1・第2限界荷重を推定すると、2,033tf、3,216tfが得られる。

また、文献⁸⁾によると荷重~沈下曲線ではその2~3cm以内の沈下量の時に、文献⁹⁾では0.5~2cmの時に極限周面摩擦力に達するとされている。さらに、文献¹⁰⁾では砂地盤で20mm程度、砂礫地盤で20~70mm、粘性土地盤では10mm程度と言わわれている。

そこで、前記した宇都らの方法で拡張整理した荷重~沈下曲線に対して2cmの時を最大周面摩擦力として求めてみると2,400tfが得られ、SD-FPTの結果で予測した値(2,288tf)とほぼ一致する。一方、N値法で推定した最大周面摩擦力は1,510tfというように、鉛直載荷試験結果から推定した最大周面摩擦力の63%程度と小さ

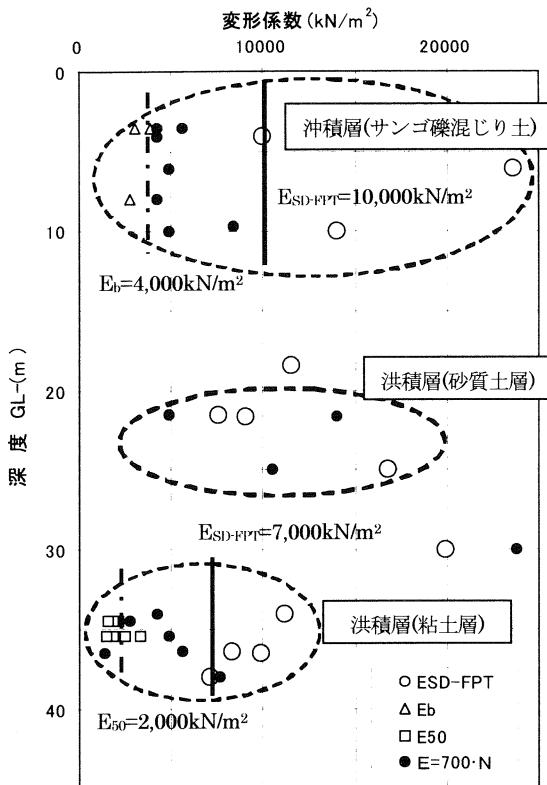


図-4 変形係数の対比

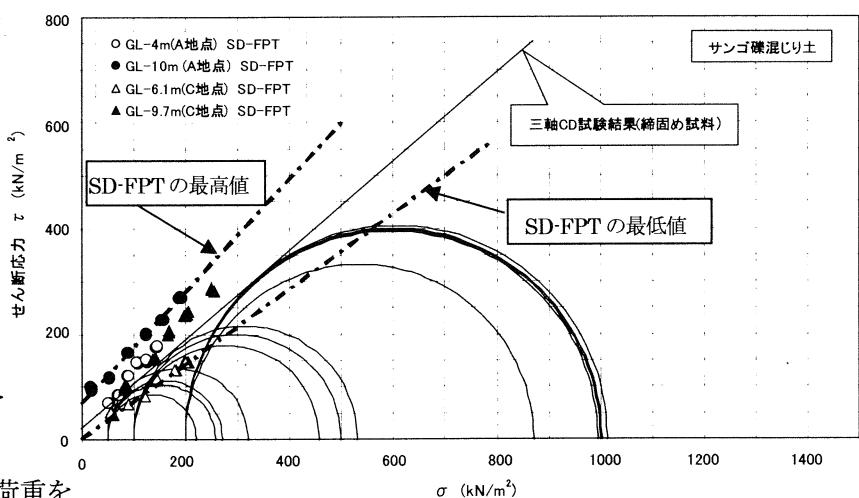


図-5 三軸CD試験結果とSD-FPT結果との対比

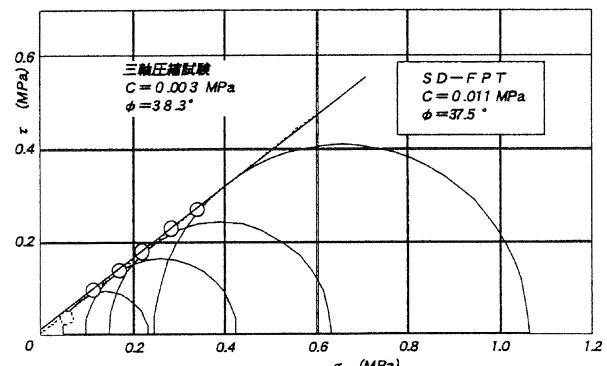


図-6 SD-FPT結果と三軸圧縮試験との対比³⁾

な値となる。これは、N値などの物性値の評価が難しいサンゴ礫混じり土や軟質な粘性土が分布する当地の地層では、N値による方法は周面摩擦力を過小評価していることも考えられる。

4. まとめ

- N値の低いサンゴ礫混じり土や粘性土において、 E_{SD-FPT} の値は E_b よりも高い値が得られた。これは、ボーリング孔壁の乱れの影響(例えば応力開放)が少なかったと考えられる。
- 乱さない試料の採取が困難なサンゴ礫混じり土でも、現位置におけるSD-FPT試験を行えば室内試験結果とほぼ同程度のC, ϕ の値が得られる。
- 鉛直載荷試験から宇都らによる方法⁷⁾などで推定したサンゴ礫混じり土や粘性土層の周面摩擦力は、SD-FPTから得られる周面摩擦力とよく近似する。ただし、N値法による周面摩擦力は若干過小評価されているという傾向である。

以上のことより、孔壁の乱れの影響が少ないSD-FPT試験では、水平方向の変形係数 E_{SD-FPT} や周面摩擦力 f_{SD-FPT} を精度良く求めることが可能であり、それらの定数を用いることで、杭基礎の設計では無駄のない設計が可能となる。故に、N値を用いた設計よりも杭本数を減らせる可能性もあり、トータルコストの縮減につながると考えられる。

また、乱さない試料採取が困難で、室内試験でも乱れの程度を考慮していかなければならないサンゴ礫混じり土に対しては、現位置で行うSD-FPT試験で直接的にC, ϕ が得られ、また精度の良い周面摩擦力が得られるので、より有効な調査方法であると考える。

なお、周面摩擦力に関して述べた事項は、あくまでも鉛直載荷試験結果からの推定値との比較である。今後は、N値法やSD-FPT試験結果を評価して経済的な設計手法を考えていく場合には、地盤を破壊させる(第1・第2限界荷重が求まる)鉛直載荷試験を行って、実際の支持力特性を把握していくことが必要であると考えられる。

参考文献

- 1)地盤工学会:破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会, 報告書及びシンポジウム発表論文集, p106, 1999
- 2)沖縄総合事務局:サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル(案), pp58~62, 1995
- 3)豊岡, 酒井, 林:SD-FPTの礫質地盤への適用性試験 第37回地盤工学研究発表会, pp121-122, 2002
- 4)地盤工学会:地盤調査の方法と解説, pp319~328, 2004
- 5)山本, 酒井, 田上, 白井, 豊岡:孔内摩擦・せん断・水平載荷試験(SD-FPT)の開発とその利用法, 第39回地盤工学研究発表会, pp137~138, 2004
- 6)前掲4), p323
- 7)宇都, 冬木, 桜井:杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工 pp21~30, 1982
- 8)地盤工学会:新・土と基礎の設計計算演習, pp122~123, 1992
- 9)建築基礎構造設計指針:日本建築学会, pp225~226, 2001
- 10)伊勢本, 桂, 山田:場所打ちコンクリート杭の支持力性能(その2)周面摩擦力~変位特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp727~728, 2000

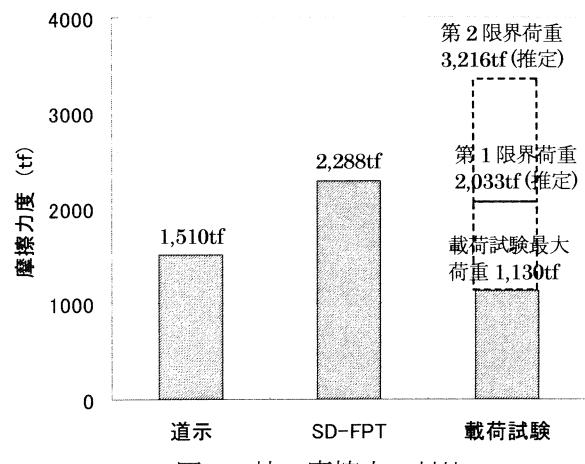


図-7 杭の摩擦力の対比

4 複数の空洞を有する地盤上に設置された直接基礎の支持力算定方法に関する一考察

株式会社白石 ○清住 真
 株式会社白石 大内 正敏
 同済大学 彭 芳樂
 東京工業大学 日下部 治

1. はじめに

沖縄県特有の琉球石灰岩層は、構造物基礎の支持層として評価が困難な特徴を有している¹⁾。その特徴は、地盤内に空洞が存在することやN値が縦横方向にばらつくことであり、未だ琉球石灰岩層の支持力特性は、未解明な部分が多い。本研究の目的は、琉球石灰岩層の支持力特性を解明し、琉球石灰岩層を基礎の支持層として有効に活用することである。

これまでに、著者らは、2次元弾塑性FEM解析を用いて、琉球石灰岩層の支持力特性を検討してきた。それは、N値のバラツキが基礎の支持力に及ぼす影響²⁾や琉球石灰岩層の地盤定数の逆解析を目的とした琉球石灰岩層を支持層とした鋼管杭の押込み試験のシミュレーション^{3), 4), 5)}である。また、空洞が基礎の支持力に及ぼす影響の検討は、式(1)の支持力比(BCR: Bearing capacity ratio)を用いて評価した^{6), 7), 8), 9)}。空洞が基礎の支持力に及ぼす影響は、BCRが1.0に近づくほど、小さくなる。

$$BCR = \frac{\text{空洞が有る地盤の支持力}}{\text{空洞が無い地盤の支持力}} \quad (1)$$

図.1は、空洞の位置(XとY)が基礎の支持力に及ぼす影響コンターである^{7), 8)}。対象とした空洞は、形状が空洞幅(W)と基礎幅(B)が等しい(W/B=1.0)正方形であり、箇所数が1つの時である。例えば、空洞の位置が斜線部の領域であれば、空洞の影響による支持力の低減率は10%未満となる。これより、空洞の影響を評価した概略的な支持力が簡易に算定できる。ただし、この方法は空洞の数が一つの時であり、空洞が複数存在する時には対応していない。実際の地盤には、複数の空洞が存在することも考えられる。そこで、

複数の空洞を有する地盤の支持力特性の解明を目的として、2次元弾塑性FEM解析を用いて検討した。

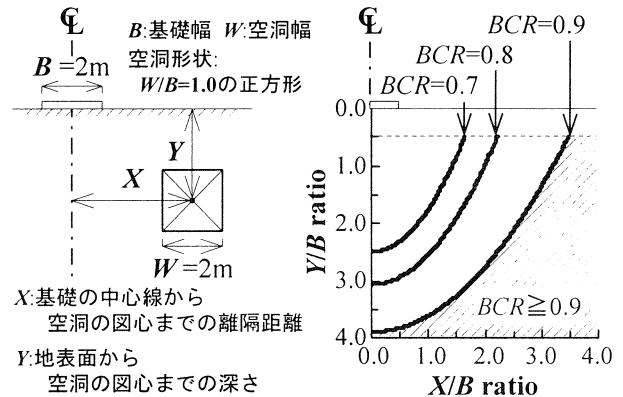


図.1 空洞の位置が支持力に及ぼすコンター図

2. FEM解析の概要

複数の空洞が地盤の支持力に及ぼす影響を評価するため、式(2)の簡略式を用いた。本解析の目的は、この簡略式の適用性、すなわち複数の空洞を有する地盤の支持力比は、各空洞が単独で存在する時の支持力比を掛け合わせることにより、算出可能か否か、を検証することである。検証方法は、式(3)の補正係数(β)を用いて評価し、βが1であれば式(2)は成立する。

$$GBCR_c = BCR_1 \times BCR_2 \times \dots \times BCR_n \quad (2)$$

$GBCR_c$:簡略式から算定した

複数の空洞を有する時の支持力比

BCR_n :n番目の空洞が

単独で存在する時の支持力比

$$\beta = GBCR_f / GBCR_c \quad (3)$$

$GBCR_f$:FEMから算定した

複数の空洞を有する時の支持力比

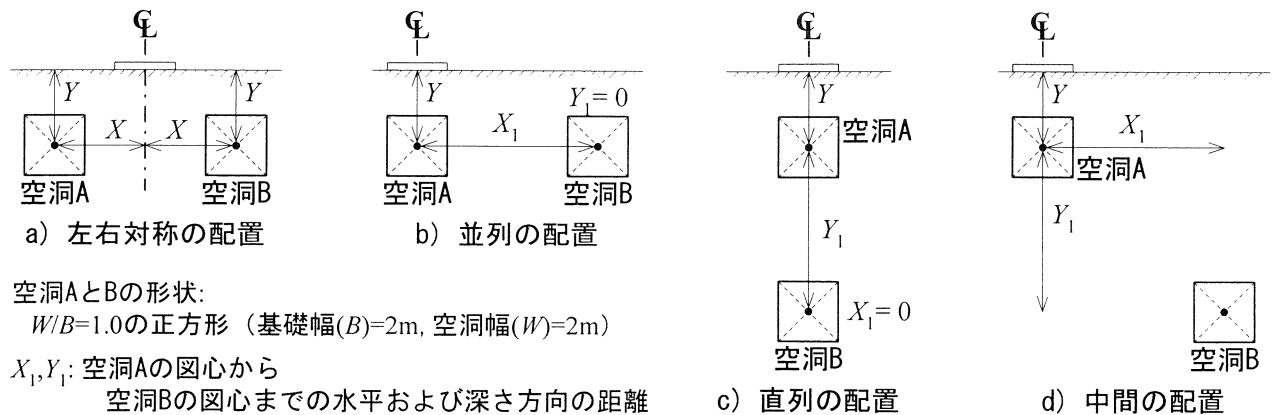


図. 2 空洞の配置

空洞の数は、先ず、同じ形状 ($W/B=1.0$ の正方形) の 2 つとした。空洞の配置は、図. 2 に示す 4 通りとした。左右対称の配置は、空洞 A と B の X と Y の絶対値が同じである。 X は 1.5m から 5.5m まで 1m づつ変化させ、 Y は地表面より 2m から 6m まで 1m づつ変化させた。並列、直列および中間の配置は、空洞 A の位置を $X/B=0.0$ と $Y/B=1.5$ に固定し、空洞 B の位置を変化させた。並列の配置は、 Y_1 をゼロに固定し、 X_1 を 4m と 6m とした。直列の配置は、 X_1 をゼロに固定し、 Y_1 を 4m と 6m とした。中間の配置は、 X_1 と Y_1 をそれぞれ 4m と 6m とした。

解析に使用したプログラムは、市販ソフトの PLAXIS¹⁰⁾である。図. 3 は、平面ひずみ条件で作成した有限要素分割図の一例である。要素は、15 節点三角形要素を使用し、12 個の Gauss 積分点を持つ。要素の作成は、使用プログラムの自動生成機能¹⁰⁾を使用しているので、要素数は各ケースで異なるが概ね 1000 である。解析領域の境界条件は、側面の水平変位を固定し、底面の水平と鉛直変位を固定した。直接基礎の底面は、地盤と節点を共有する完全粗の状態とした。

地盤は Mohr-Coulomb モデルによる弾完全塑性体とし、地盤の塑性ひずみは非関連流れ則から算出した。直接基礎は、線形弾性体と仮定した。表. 1 は、解析に用いた物性値である。地盤の物性値は、空洞は固結層に存在することから琉球石灰岩層を軟岩と仮定し、電力中央研究所が提案した岩盤分類での CL 級から D 級の範囲¹¹⁾とした。単位体積重量 (γ) は、水中重量 (γ') を使用した。ダイレイタンシーアル (ϕ) は、降伏以降の体積ひず

みを一定の状態とするため、ゼロとした。直接基礎の物性値は、コンクリートの値を使用した。

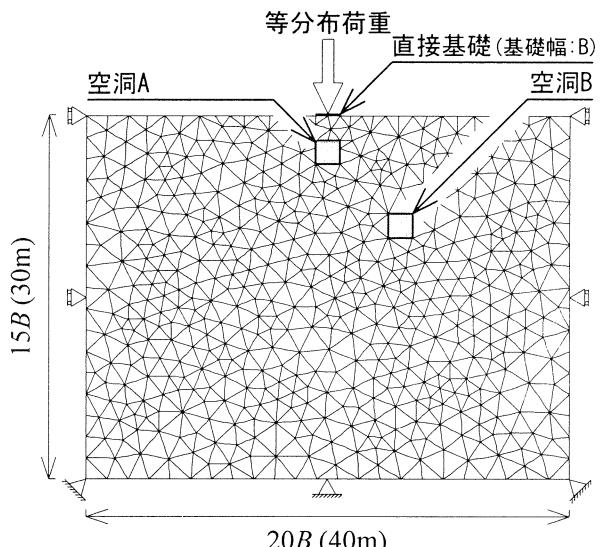


図. 3 平面ひずみ有限要素分割図

表. 1 解析に用いた地盤と基礎の物性値

物性値	地盤	直接基礎
単位体積水中重量 γ' (kN/m ³)	9	14
変形係数 E (kN/m ²)	4.9×10^5	3.0×10^7
ボアソン比 ν	0.3	0.1
粘着力 c (kN/m ²)	980	—
引張強度 σ_t (kN/m ²)	490	—
内部摩擦角 ϕ (deg)	26.5	—
ダイレイタンシーアル ϕ (deg)	0	—

解析手順は、自重により地盤に初期応力を生成した後、地盤に所定の空洞を作成するため掘削相当外力を作用させた。次に、直接基礎の上端部に等分布荷重を載荷した。

3. 簡略式の適用範囲

図.4は、空洞が無い場合と空洞Aのみ（並列、直列および中間の配置）の場合における常用対数で表したFEM解析から得た荷重強度（ q ）と沈下量（ S ）の関係である。本研究では、第1折れ点の荷重と沈下量を、降伏荷重（ q_y ）と降伏沈下量（ δ_y ）として定義した。補正係数（ β ）は、 S が25mmの時および荷重が q_y に到達した時についてそれぞれ算出した。なお、沈下量25mmは、全ケースにおいて沈下量 δ_y の1/2から1/3に相当している。 q_y に到達した時の空洞Aのみの支持力比（ BCR_A ）は、0.361となる。

式(3)の補正係数（ β ）を算定するため、FEM解析より空洞Bのみの支持力比（ BCR_B ）および式(2)の簡略式からの支持力比（ $GBCR_c$ ）を算定した。さらに、空洞AとBを地盤内に作成し、FEM解析による支持力比（ $GBCR_f$ ）を算定した。

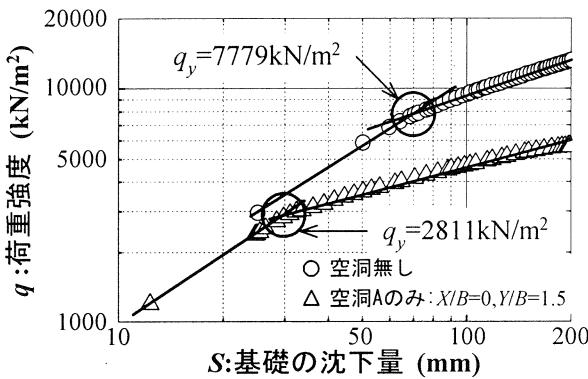


図.4 荷重強度と沈下量の関係

図.5は、図.4に示したケースの降伏荷重（ q_y ）に到達した時の地盤の破壊状況である。図中の圧縮破壊位置はCoulombの破壊線上に達した応力点であり、引張破壊は最小主応力が引張強度（ σ_t ）に達した応力点である。空洞が無い状態の破壊状況は、圧縮破壊領域が基礎直下から深さ約2Bまで進展して明確な主働くさびを形成し、基礎端部で引張破壊を生じている。これに対して、空洞Aのみ（並列、直列、中間の配置）の破壊状況は、圧縮破壊が基礎端部から空洞上部の端部に向けて生じており、引張破壊が空洞の上下部の孔壁部に生じている。これは、層厚の薄い上部砂層と下部粘土層の2層地盤に見られるパンチング破壊

の様相と似ている¹²⁾。空洞を有する地盤の破壊状況は、空洞が無い時よりも破壊領域は狭く局所的な破壊であり、そのため載荷重の抵抗に動員される地盤領域も減少する。これが、空洞が地盤内に存在すると支持力が低下するメカニズムの一つである。

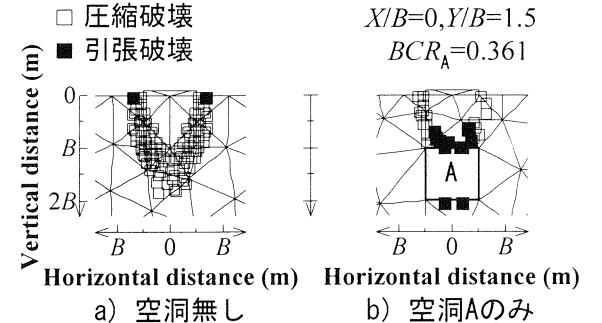


図.5 降伏荷重に到達した時の地盤の破壊状況

図.6は、沈下量（ S ）が25mmでの補正係数（ β ）と簡略式から算定した支持力比（ $GBCR_c$ ）の関係である。 β は、全ての空洞の配置で、1.04から0.97の範囲内で変動しているが、これは各ケースの要素数の差による誤差の範囲と考えられる。よって、 β は1.0と見なすことができ、 S が25mmの時は、検討した全ての空洞の配置で式(2)の簡略式が適用できる。

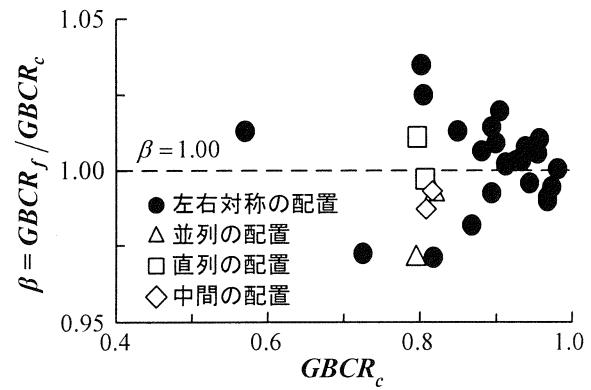


図.6 補正係数と簡略式から算定した支持力比の関係（沈下量が25mmの時）

図.7は、降伏荷重（ q_y ）に到達した時の補正係数（ β ）と簡略式から算定した支持力比（ $GBCR_c$ ）の関係である。 β は、空洞の配置によらず、常に1.0以上である。これより、式(2)から算定した支持力比（ $GBCR_c$ ）は、FEM解析から算定した支

持力比 ($GBCR_f$) に比べて安全側である。左右対称配置の β は、 $GBCR_c$ が大きくなるほど、低下している。これより、空洞の影響が小さくなるほど、式 (2) による算定精度は向上する。空洞の配置による式 (2) の算定精度は、 $GBCR_c$ が同じであれば、左右対称の配置が最も低い。この理由として、左右対称の配置は支持力比が同じものを掛け合わせているのに対して、それ以外の配置では支持力比が違うものを掛け合わせていることが原因と考えられる。空洞の配置が左右対称ではなくても、図. 1 に示す同一コンターライン上に位置する 2 つの空洞が存在する場合には、式 (2) の算定精度の検討結果は左右対称の配置の β - $GBCR_c$ 線上に一致してくると考える。この確認は、今後の課題としたい。

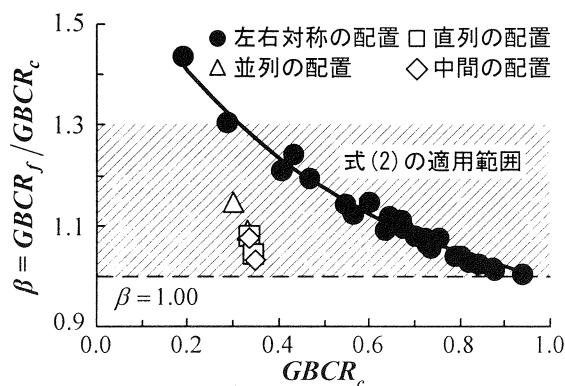


図. 7 補正係数と簡略式から算定した支持力比の関係 (降伏荷重に到達時)

q_y に到達した時の式 (2) の適用範囲は、空洞の配置が左右対称で β が 1.0 付近となる $GBCR_c$ が 0.9 以上の時である。しかし、簡略式の値は常に安全側となることから、誤差 30% 以下 (β が

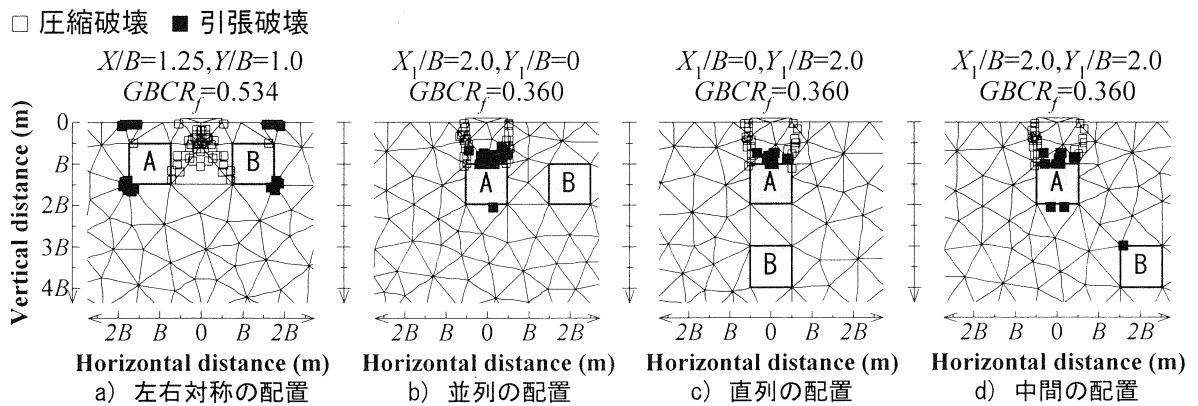


図. 8 降伏荷重に到達した時の地盤の破壊状況

1.3 以下) を許容すれば、斜線部の範囲内での簡略式は実用上問題が無いと考える。この場合、適用範囲は左右対称の配置で $GBCR_c$ が 0.3 以上であり、それ以外の配置では検討した全てのケースとなる。

4. 地盤の破壊状況

図. 8 は、降伏荷重 (q_y) に到達した時の各空洞配置での地盤の破壊状況である。空洞配置が左右対称の破壊状況は、空洞 A と B に向かって均等に破壊が進展している。一方、空洞配置が左右対称以外の破壊状況は、空洞 A に向かって破壊が集中し、空洞 B にはほとんど破壊が進展せず、図. 5 に示した空洞 A のみとほぼ同じである。これより、空洞 A のみの支持力比 (BCR_A) と A と B の 2 つの空洞が有る場合の FEM 解析から算定した支持力比 ($GBCR_f$) がほぼ一致したと考える。以上のことから、形状が同じ 2 つの空洞を有する地盤は、空洞の配置が左右対称でなければ、基礎に最も近い空洞で支持力比が決まると考えられる。

5. 複数の空洞を有する地盤の支持力算定方法

前節 4. の結果が 3 つ以上の空洞が存在する場合も成立するか否かを検討した。検討方法は、地盤に空洞が左右対称の配置にならないように、複数の空洞を任意に作成する。空洞は、形状が $W/B=1.0$ ($W=2m, B=2m$) の正方形とし、数を 5 つとした。表. 2 は、作成した空洞の位置と単独で存在する時の支持力比 (BCR_n) である。

図. 9 は、降伏荷重に到達した時の地盤の破壊状況である。空洞 D と空洞 E の孔壁に僅かに引張破壊を生じているが、地盤の破壊は主に空洞 B に向

かって集中している。これより、空洞の数が3つ以上の場合でも、基礎に最も近い空洞に向かって破壊が進展する。FEM 解析結果は、支持力比 ($GBCR_f$) は 0.545 であり、空洞 B のみの場合の支持力比 ($GBCR_B$) 0.601 との差は僅かに 10% である。一方、式 (2) の簡略式による支持力比 ($GBCR_c$) は 0.470 であり、算定精度を示す式 (3) の補正係数 (β) は 1.16 となる。これより、図. 7 に示す式 (2) の適用範囲は、空洞が 2 つの場合だけでなく、今回の空洞が 5 つの場合にも該当した。

表. 2 作成した空洞の諸元

空洞	位置	BCR_n
A	$X/B=4.0, Y/B=2.5$	0.994
B	$X/B=0.75, Y/B=1.5$	0.601
C	$X/B=1.75, Y/B=2.0$	0.862
D	$X/B=0.5, Y/B=4.0$	0.949
E	$X/B=2.5, Y/B=3.25$	0.961

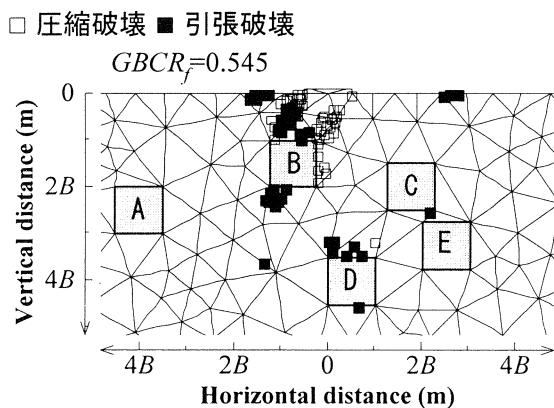


図. 9 降伏荷重に到達した時の地盤の破壊状況

課題としては、3つ以上の空洞を有する時の簡略式の適用範囲である。しかし、ケーススタディーでの検討は、空洞が3つ以上になると、空洞の配置が複雑になるため困難である。そこで、地盤の破壊状況に着目して、簡略式の適用範囲および条件を考察する。破壊が進展している空洞は、各空洞が単独で存在する時の支持力比 (BCR_n) が低い方からではない。空洞 D の支持力比 (BCR_D) は空洞 C の支持力比 (BCR_c) よりも大きいが、5つの空洞を有する場合には、空洞 C に破壊が進展せずに空洞 D に向かって破壊が進展している。簡略

式では、全ての空洞の支持力比 (BCR_n) を掛け合わせるのではなく、破壊が進展している空洞の BCR_n を掛け合わせるなどの検討が必要である。

図. 10 は、空洞を有する地盤上に設置された基礎の支持力算定のイメージである。例えば、設計時には、想定した空洞は A から C の3つあると仮定する。設計時の支持力は、基礎に最も近い空洞 C のみの支持力比 (BCR_c) から算定する。次に、施工時等の追加調査により、新たに空洞 D が発見された場合、最終的な基礎の支持力は、空洞 D のみの支持力比 (BCR_D) から算定した値に修正する。この時に図. 1 のようなコンターを事前に作成しておけば、想定外の空洞にも現場などで迅速に対応できる。もし、最終的な支持力が設計時の支持力を著しく下回るようであれば、空洞 D をモルタルなどで充填する。

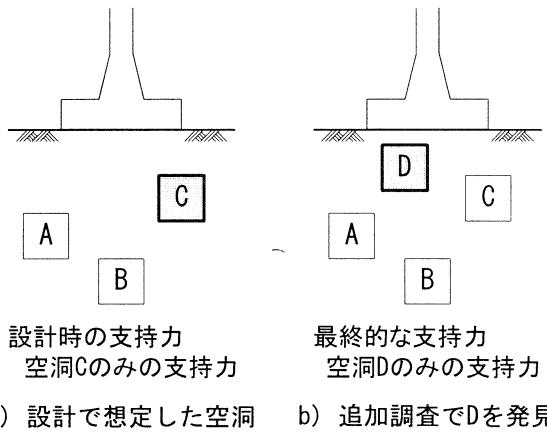


図. 10 実務などでの支持力算定のイメージ

6. まとめ

2次元弾塑性FEM解析を用いて、複数の空洞を有する地盤に設置された基礎の支持力特性について検討した。その結果、同じ形状・寸法の2つの空洞を有する場合について、以下の知見が得られた。

- (1) 簡略式の値は、FEM解析から算定した支持力比より、安全側となる。
- (2) 簡略式の精度は、空洞が基礎の支持力に及ぼす影響が小さくなるほど向上する。空洞配置の影響として、左右対称の配置の場合に最も簡略式の精度が低下する。
- (3) 簡略式の適用範囲は、補正係数 (β) が

- 1.0 となる時である。沈下量が 25mm であれば、簡略式は検討した全てのケースで適用できる。降伏荷重の時は、空洞配置が左右対称は、簡略式による支持力比が 0.9 以上の時である。また、簡略式は、常に安全側となることから 30%以下の誤差を許容すれば、今回想定した大部分の空洞配置の場合には実用上問題が無いと考える。
- (4) 地盤は、空洞配置が左右対称でなければ、基礎に最も近い空洞に向かって破壊が進展し、支持力比は基礎に最も近い空洞のみの場合とほぼ一致する。一例のみの検討ではあるが、空洞の数が 3 つ以上の時も同じ結果を得た。

7. 参考文献

- 1) 大内正敏, 彭芳楽, 清住真, 日下部治 : 琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式について, 第15回沖縄地盤工学研究発表会概要集, pp.51-54, 2002.
- 2) 大内正敏, 彭芳楽, 清住真 : N 値のバラツキを考慮した基礎の支持力数値解析, 第16回沖縄地盤工学研究発表会概要集, pp.23-26, 2003.
- 3) 大内正敏, 彭芳楽, 清住真, 日下部治 : 琉球石灰岩層を支持層とした基礎の支持力数値解析について, 第 15 回沖縄地盤工学研究発表会概要集, pp.55-58, 2002.
- 4) 清住真, 彭芳楽, 大内正敏, 日下部治 : 琉球石灰岩層における杭の押込み試験の FEM 解析, 第 38 回地盤工学研究発表会概要集, pp.1413-1414, 2003.
- 5) 清住真, 彭芳楽, 大内正敏, 日下部治 : 弹塑性 FEM に基づく琉球石灰岩層における杭の押込み試験の数値解析, 第48回地盤工学シンポジウム論文集, pp.149-154, 2003.
- 6) 清住真, 彭芳楽, 大内正敏, 日下部治 : 空洞の存在が基礎の支持力に及ぼす影響について, 土木学会第 58 回年次学術講演会概要集, pp.551-552, 2003.
- 7) 大内正敏, 彭芳楽, 清住真, 日下部治 : 空洞を有する地盤上の帯基礎の支持力特性について, 第 16 回沖縄地盤工学研究発表会概要集, pp.19-22, 2003.
- 8) 清住真, 彭芳楽, 大内正敏, 日下部治 : 空洞を有する地盤の支持力特性に関する数値解析, 構造工学論文集 Vol.50A, pp.1251-1260, 2004.
- 9) 清住真, 彭芳楽, 大内正敏, 日下部治 : 複数の空洞を有する地盤の支持力特性に関する一考察, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集, pp.91-92, 2004.
- 10) Delft University of Technology, PLAXIS Version.7, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses.
- 11) 土木学会 : 第 4 版 土木工学ハンドブック I, 技報堂出版, pp.395-423, 1989.
- 12) 地盤工学会 : 支持力入門, 第 1 章, 第 2 章, pp.1-35, pp.39-116, 2000.

5 島尻泥岩切土法面の調査報告

上原地盤工学研究所泥岩分科会

○砂川尚之, 与那嶺 満, 天願秀章,

宮城 健, 宮城敏明, 新垣健二

1. まえがき

島尻層群泥岩(以下、島尻泥岩と称す)は、沖縄本島中南部地域に分布している第三紀の比較的軟質な泥質岩である。島尻泥岩は、切土当初は固結しているが、乾燥と湿潤を繰り返すと細粒化～泥土化するスレーキング特性を有しており、風化の進行が著しく早いのが特徴である。このスレーキング特性は、島尻泥岩切土法面の法面保護において考慮すべき重要な地盤特性であり、法面の安定性や耐久性に影響を与える特性の一つである。

上原地盤工学研究所泥岩分科会ではこのことに着目し、法面完成後5年～30数年経過した島尻泥岩切土法面の法面保護工、排水状態および変状等を中心に調査・整理した。

本稿では、島尻泥岩切土法面の調査結果を中心に報告する。

2. 調査概要

法面調査は、調査項目を定めたチェックシートを作成して行った。主な調査項目は、①法面概要(勾配・段数・高さ・横断図), ②保護工及び抑止工の種類(寸法・形状), ③排水施設の状況, ④崩壊対策工の種類, ⑤法面の変状(隣接構造物の変状), ⑥湧水状況等である。

今回の調査は、完成後5年～32年経過した道路の切土法面の7箇所を対象に実施した。調査場所は、(1)浦添市インター、(2)浦添市トンネル、(3)西原町森川、(4)西原町琉大近郊、(5)浦添市前田、(6)豊見城市国道A、(7)豊見城市国道Bである。

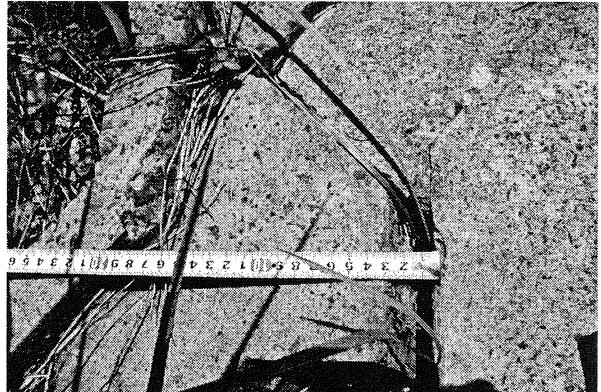
3. 調査結果

調査結果は表-1の一覧表に示すようである。この7箇所の法面を変状の有無について大別すると、(1)～(4)は、法枠の亀裂や浮上がり(Ph-1)が部分的に認められるものの、全体的に目立つ変状は認められない箇所である。(5)は、法面崩壊後に復旧対策が施された箇所であり、現状では目立つ変状は認められない。(6)と(7)は完成後10年経過し、法面崩壊対策に鉄筋補強土工とアンカーワークが施されていた箇所である。

調査箇所(1)～(4)は完成後約20～30年経過した箇所で、法勾配は1:0.8～1.0、法高は5.0～15.0m程度である。保護工として法枠工や吹付枠工に、植生工やぐり詰め＋モルタル吹付工、種子吹付工等が用いられている。排水施設の状況は、(3)で全体に土砂や草木等で埋没していたが、他の箇所では全体的に良好であった。湧水状況は、(2)でわずかな湧水が観られた。

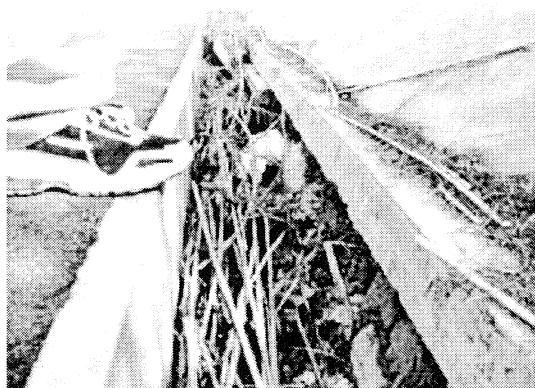
調査箇所(5)は完成後約20年経過した箇所で、法面崩壊前はプレキャスト法枠(枠内:植生工)による法面保護工が施されていたようである。復旧後は1:1.5勾配の比較的ゆるい勾配が形成されているおり、保護工には吹付枠工(枠内:植生土のう工)が用いられている。法枠内の植生は復旧箇所以外と比べると草木の背丈は低いものの、全体的に良く繁茂している。

調査箇所(6)と(7)は完成後約10年経過した箇所で、法勾配は1:1.0～1.1、法高は33.0m及び15.0mである。(6)は当初、吹付法枠工(枠内:客土)＋アンカーワークが用いられていたが、崩壊対策工として鉄筋補強土工が追加されており、(7)は吹付法枠工に対して、アンカーワークが追加されている。法面変状として、(6)では法枠のズレ落ちにより法尻のU字排水溝が倒壊し閉塞している他(Ph-2)、一部客土が流出して地山の



Ph-1 法枠のズレ

泥岩が露出しており、スレーキングが認められる。(7)は法尻付近で多量の湧水が観られ、地山の泥岩が露出する部分では、細粒化した泥岩の節理等からの湧水も認められ、岩質も脆弱化していた(Ph-3)。その他、客土が流出している箇所では、泥岩のスレーキングも観られた。



Ph-2 法尻の倒壊し閉塞したU字排水溝



Ph-2 スレーキングした泥岩

表-1 切土法面調査結果一覧表

	場所	法面の概要	完成年	崩壊対策工	保護工・抑止工の種類	排水施設の状況	湧水状況	法面変状(その他周辺)
(1)	浦添市 インター	勾配:1:1.0 法高:5.3m 段数:1段	S47年	なし	法枠工(植生工)	正常	なし	変状なし 法枠の一部に亀裂と浮上がり 全体的に植生良好
(2)	浦添市 トンネル	勾配:1:1.0 法高:15.5m 段数:3段	不詳	なし	重力式擁壁 吹付け工	正常	水抜からのわずかずつ湧水	変状なし、全体的に植生良好 部分的に法枠下の隙間と表土の崩落あり
(3)	西原町 森川	勾配:1:0.8 法高:14.0m 段数:2段	S55年	なし	法枠工(ぐり詰め+モルタル吹付け工)	全体的に土砂・枯れ木等で埋没	なし	変状なし 部分的に枠内が空洞化、土砂の流出あり 全体的に植生良好
(4)	西原町 琉大近郊	勾配:1:0.5, 1.0 法高:15.0m 段数:4段	S55年	なし	土留工(間知ブロック擁壁) 法枠工(種子吹付け工)	一部土砂で埋没	なし	変状なし、全体的に植生良好 木の根による法枠の浮上がり 小さな表土崩落
(5)	浦添市 前田	勾配:1:1.5 法高:25.5m 段数:4段	S54年	なし 災害復旧箇所	土留工(間知ブロック擁壁) 吹付け工(植生土のう工)	正常	あり	変状なし 法枠の一部に亀裂あり
(6)	豊見城市 国道A	勾配:1:1.0~1.1 法高:33.0m 段数:5段	H5年	鉄筋補強 土工	吹付け法枠工(客土) アンカーワーク	法枠のズレ落ち により法尻排水溝一部閉塞	なし	法枠背面泥岩の土砂化とラス張り劣化による土砂流出あり 法枠の浮上がり
(7)	豊見城市 国道B	勾配:1:1.0~1.1 法高:15.0m 段数:3段	H5年	アンカーワーク	吹付け法枠工(客土)	法枠下部ほぼ全長に渡り多量の湧水あり	法枠下部全長に渡り多量の湧水	法枠背面泥岩の土砂化と薄い流出に伴う洗掘 客土の崩落

4.まとめ

今回の調査では、島尻泥岩の切土地盤の地質性状等や切土時の法面状態が不明であるが、湧水等の地下水がない場合は、完成後20数年経過しても法枠の部分的な浮上がりや亀裂が発生する程度の軽度な変状に留まっていることから、今後重大な崩壊が発生する可能性は低いと考えられる。

その一方で、法枠内の被覆材が降雨や湧水によって流出して泥岩が露出した場合は、泥岩が風化及びスレーキングにより、法枠の浮上がりやすれ落ちを起こす事例が認められた。

調査箇所(5)の法面崩壊の原因について、降雨による水の影響が考えられるが、今回はそこまで調査していないので今後の課題としたい。

今回は、比較的変状の小さな箇所を対象に調査を行ったが、今後引き続き、崩壊法面と合わせたデータも蓄積することによって、健全な法面と変状の観られる法面との比較検討を行っていく予定である。また、斜面崩壊は、地盤の地質性状や風化の程度、水(地下水)の影響に大きく左右されるため、対象地盤の地形・地質の調査結果及び設計手法と合わせた検証も行っていきたいと考えている。

6 泥岩切土斜面の安定度評価における強度図の活用

琉球大学農学部 ○中村真也
同 宜保清一
㈱清光研究所 吉沢光三
㈱南城技術開発 比嘉 優

1. はじめに

破碎または軟化状態にある斜面や小断層や節理等を有する斜面では、土地造成や道路建設等に伴い崩壊・地すべり発生の恐れがある。切土に当たっては、強度測定試験が行われない場合が多く、安定度評価も経験的定数を基に逆算法で行われる場合が多い^{1), 2), 3)}。崩壊・地すべりはその地質および土質特性を素因として発生するので、安定度評価に際しては地盤の土・岩のせん断強さを把握することが重要である。

特に第三紀の泥岩地盤においては、破碎の程度や地質弱面の存在如何が斜面安定に大きく影響する。一方、対策のための評価の過大・過小問題もあり、強度定数の適切な適用が希求される。著者らは、沖縄、島尻層群泥岩地帯の地すべり試料の強度測定試験結果を整理し、泥岩の強度図を作成した⁴⁾。この図を利用することにより、新たな試料の強度の位置づけが明瞭になり、地盤状態が推測できそうである。また、このような強度図は、FEM 解析による安定度評価においても有力な資料となるとのコメントもある⁵⁾。

本研究は、切土が予定されている島尻層群泥岩斜面について、強度図の活用による地盤状態評価の可能性を検討したものである。

2. モデル泥岩斜面の概況

島尻層群泥岩は、沖縄本島中南部から南西琉球弧の宮古島にかけて分布する新第三紀の堆積軟岩で、脆性度の高い海成過圧密粘土である⁶⁾。小断層や節理等が多くみられ、地すべり・崩壊多発の素因となっている^{7), 8), 9), 10)}。

図-1 に示したモデル泥岩斜面においては、道路拡幅に伴う切土が予定されている。ボーリング調査結果から、強風化破碎状態にあることが判明した。調査箇所においては、卓越した地質弱面は認められなかつた。

第三紀の堆積軟岩地盤における一般的な崩壊形態は、①風化進行に伴うはく離型の崩壊、②層理面が流れ盤となっている場合の崩壊、③難透水性の泥岩を基盤として上位の透水性土岩層が移動する崩壊、に大きく分類されている^{11), 12)}。島尻層群泥岩地盤における崩壊も基本的には

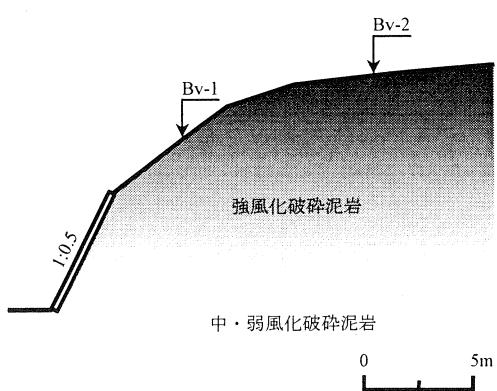


図-1 切土対象モデル泥岩斜面

上記分類の範疇に収まるが、崩壊事例や泥岩の弱化とその強度特性を基に、強風化泥岩、破碎泥岩および崩積土内で破壊する崩壊、および地質弱面をすべり面とする崩壊、の4形態に分けられる⁴⁾。本斜面では強風化破碎泥岩内で破壊する崩壊が考えられる。

3. 泥岩試料の強度特性

スリーブ内蔵式3重管コアチューブを使用し採取した不攪乱風化破碎泥岩試料について三軸試験(CU)¹³⁾を行い、ピーク強度を求めた。

図-2に風化破碎泥岩試料の主応力差・間隙水圧-軸ひずみの関係を示す。応力は、外部計測による破壊ひずみが $\varepsilon_f = 2\sim 6\%$ でピークを示し、高めのものから低いものまである。ピークや曲線形状の差異は破碎の程度・亀裂の内在状態の影響によるものである。図中の①～③は破碎の影響の小さい試料で、破壊ひずみ $\varepsilon_f = 2\sim 3\%$ で比較的高いピークを示した。④～⑦は比較的破碎の程度が高いもので、特に脆弱な場合に⑦のような応力曲線となる。

図-3は風化破碎泥岩の試験結果をモールの応力円で整理したものである。ピーク強度定数は、有効垂直応力 $\sigma'_n = 100\text{ kN/m}^2 \sim 300\text{ kN/m}^2$ に対して $c'_f = 11 \sim 40\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi'_f = 25.5^\circ \sim 39.5^\circ$ となり、比較的大きな範囲を示した。 $c'_f = 40\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi'_f = 39.5^\circ$ は破碎の影響が小さい泥岩の強度で、 $c'_f = 11.5\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi'_f = 25.5^\circ$ は強風化破碎泥岩の強度である。

4. 安定度評価に必要な泥岩の c 、 ϕ

4.1 測定強度の位置づけ

図-4は、島尻層群泥岩の各状態で発揮される強度の相互関係および差異について宜保らが整理した強度図⁴⁾に、図-3の強度定数をプロットしたものである。

図において、強風化破碎泥岩および中・弱風化泥岩のピーク強度、正規圧密強度および残留強度の各グループが特徴的に位置付けられている。強風化破碎泥岩および中・弱風化泥岩の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の間には破線で示したような直線関係が認められる。網掛け部分は $c = 37.5\text{ kN/m}^2$ と $\phi = 35.0^\circ$ の交点付近を上限とした正規圧密強度

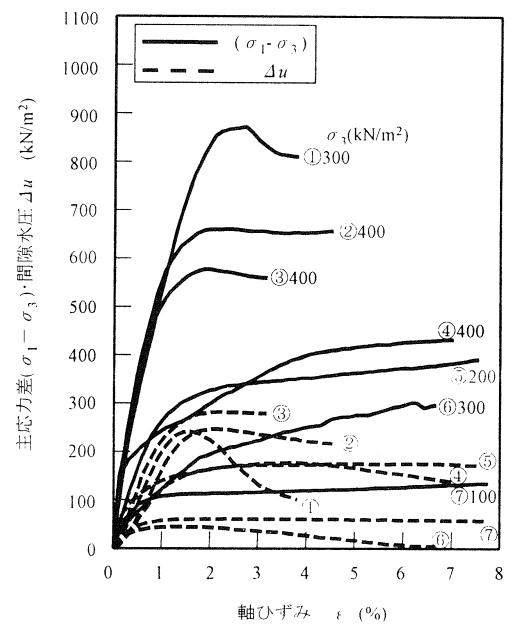


図-2 風化破碎泥岩試料の三軸試験(CU)結果

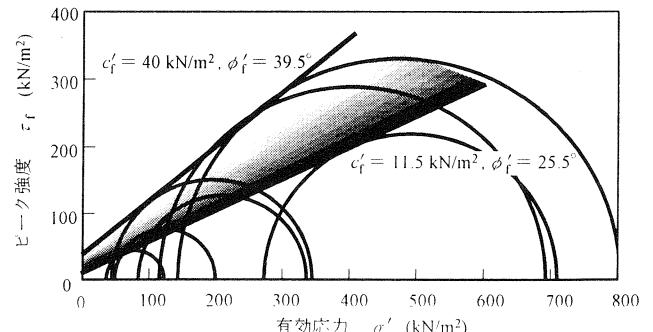


図-3 風化破碎泥岩試料のピーク強度定数

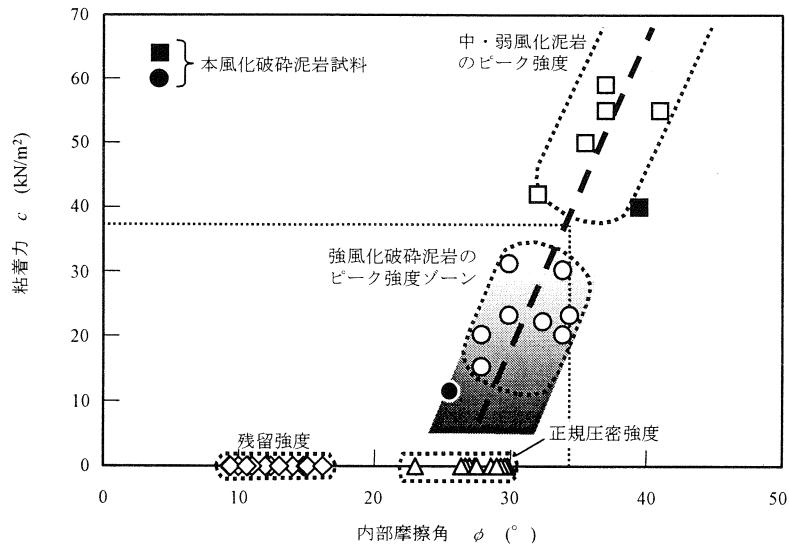


図-4 島尻層群泥岩の強度図（宜保ら, 2003）における本風化破碎泥岩試料の位置づけ

付近にまで及ぶ強風化破碎泥岩のピーカ強度ゾーンである。本風化破碎泥岩試料は、強風化破碎泥岩の強度ゾーンの●印と、破碎の影響の小さい中・弱風化泥岩の強度ゾーンの■印として位置づけられた。強度図において、●印が強風化破碎泥岩ゾーンの下位にあることは、切土により本斜面が不安定化することを示唆するものである。

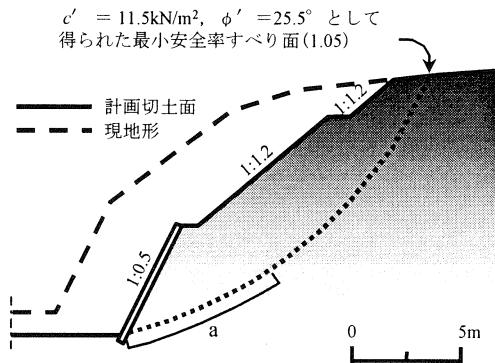
4.2 安定解析における強度

図-5 標準のり面勾配¹⁴⁾に基づいて計画された切土断面図の活用

通常、切土のり面の設計に当たっては、のり面勾配は指針に示された標準値¹⁴⁾、地形および地質調査結果、用地条件等を総合的に判断して決定されている。本モデル斜面では強風化破碎状態地盤として軟岩の標準値（1:0.5～1:1.2）のうち最も緩やかな1:1.2を採用した（図-5）。

切土のり面の設計のための安定計算は、地すべり地や崩壊跡地における切土斜面を除いては通常行われていない¹⁴⁾。しかし、本モデル斜面では、4.1における強度図より切土後に不安定化することが危惧されるため、以下のように安定度について検証を進める。

解析には修正簡便法を用い、湿潤単位体積重量として実測値 $\gamma_t = 19.5 \text{ kN/m}^3$ を充てた。強度定数として $c'_f = 11.5 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_f = 25.5^\circ$ を適用し、繰り返し計算を行い、最小安全率 1.05 の円弧すべり面を得た（図-5）。1.05 は、通常の目標安全率 1.20 よりかなり小さめの値である。一方、解析に適用した $c'_f = 11.5 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_f = 25.5^\circ$ は脆弱化の進んだ泥岩の強度であり、すべり面には中・弱風化泥岩領域も存在し、両者が



共に滑動に抗することが考えられる。そこで、「残留係数を導入した安定解析法」^{7), 15)}の考え方を適用する。この解析法では、すべり面状態により異なる複数の強度を勘案した解析が可能である^{16), 17)}。図-5のすべり面のa領域に中・弱風化泥岩の $c_f' = 40\text{kN/m}^2$, $\phi_f' = 39.5^\circ$ を充てた。安定計算により安全率1.48が得られ、最終的に、計画切土のり面の不安定化は無いと判断された。強度図の活用により、本切土のり面の安定性が適切に評価されたといえよう。

島尻層群泥岩斜面の安定問題では、地質弱面の存在やその面的拡がりを把握することが非常に重要であるが、本切土計画においては十分な調査がなされていない。モデル斜面では弱面無しとして評価を進めてきたが、数十mに及ぶ切土区間において弱面の存在は十分予想されることである。弱面では強度図(図-4)に示されている残留強さ $\phi_r = 9\sim 16^\circ$ ($c_r = 0$)相当の低い強度が発揮されることから、そのような地盤状態では安定が保てないことになる。したがって、泥岩斜面の切土計画に当たっては、弱面の存在を把握するための先行地質調査の実施が重要となる。

5. おわりに

切土予定斜面から採取した破碎泥岩試料の c , ϕ は、強風化破碎泥岩の強度ゾーンの下位から中・弱風化泥岩の強度ゾーンの間に位置づけられた。強度図の活用により、本切土のり面の不安定化は無いと推断された。強度図は地盤状態評価に有効であり、安定度評価の実務において有力な資料となる。

なお、本論文をまとめにあたり、(有)太田ジオリサーチの林義隆氏および(株)南城技術開発の城間敏夫氏に有益なご助言を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 高速道路調査会(1985)：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書、日本道路公団、169-172.
- 2) (社)農業土木学会(2004)：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)農業土木学会、172-174.
- 3) (社)日本河川協会(1997)：建設省河川砂防技術基準(案)同解説－計画編－、山海堂、199.
- 4) 宜保清一、中村真也、比嘉優、吉沢光三(2003)：安定解析に必要な強風化・破碎泥岩の強度－沖縄、島尻層群泥岩斜面の安定問題－、農業土木学会論文集、227、113-118.
- 5) 山崎孝成(2004)：地すべり解析における有限要素法の利用 第8回－2. FEMによる地すべり解析の基礎理論－、日本地すべり学会誌、41(1)、74-77.
- 6) 木崎・高安(1985)：琉球弧の地質誌、沖縄タイムス社、99.
- 7) 宜保清一、小波藏政良、吉沢光三(1981)：那覇市真地団地内地すべり性崩壊の発生要因と平均せん断強度定数の決定、地すべり、18(2)、11-18.
- 8) 宜保清一、佐々木慶三、吉沢光三、伊田茂(1986)：沖縄、北丘ハイツ地内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定、地すべり、23(3)、15-20.
- 9) 周亜明、宜保清一、江頭和彦、翁長謙良、丸山健吉(1996)：沖縄、島尻層群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)、26-33.
- 10) 宜保清一、中村真也、金城志保(2000)：地質弱面をすべり面とする斜面崩壊に関する一考察、琉球大学農学部学術報告、47、75-81.
- 11) 玉田文吾(1980)：第三紀層地すべりの素因と地質学的背景、新砂防、116、26-34.
- 12) (社)土質工学会(1987)：堆積軟岩の工学的性質とその応用、(社)土質工学会、329-331.
- 13) (社)地盤工学会(2000)：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－、(社)地盤工学会、441-545.
- 14) (社)日本道路協会(1999)：道路土工 のり面工・斜面安定工指針、(社)日本道路協会、172-174.
- 15) 宜保清一(1996)：残留係数を導入した安定解析法－沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用－、地すべり、33(2)、46-50.
- 16) 佐々木慶三、中村真也、周亜明、宜保清一(2001)：姫川メランジェの大規模地すべりの発生機構についての検討、地すべり、37(4)、23-31.
- 17) 中村真也、宜保清一、林義隆(2004)：残留係数を導入した地すべりの三次元安定解析－沖縄、仲順地すべりについて－、農業土木学会論文集、229、47-53.

7 島尻層群泥岩におけるグラウンドアンカー周面摩擦抵抗について －島尻層群与那原層泥岩を対象としたアンカー引抜き試験事例の収集・整理と考察－

上原地盤工学研究所 地すべり・崩壊分科会

○柿原芳彦（応用地質株），川満一史（株沖縄設計センター），田場邦男（株ホープ設計）

桃原 強（岡三リビック株），仲間和章（北斗設計株），長尾圭一（株エスイー）

1. はじめに

沖縄本島中南部には、島尻層群と呼ばれる第三紀中新世～第四紀更新世の泥岩を主体とする堆積層が分布する。道路建設や治山事業等において島尻層群の切土斜面安定対策工、地すべり抑止工としてグラウンドアンカーを設計する際、アンカーの極限引抜き力の設定に使用する地盤の周面摩擦抵抗 τ は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」¹⁾（以下「基準」）を参考に決定する場合が多いと考えられる。すなわち、島尻層群泥岩が軟質岩であることから、「基準」に示される風化岩（ $\tau = 0.6 \sim 1.0 \text{ MN/m}^2$ ）ないし土丹（ $\tau = 0.6 \sim 1.2 \text{ MN/m}^2$ ）の値を準用する場合が多いと考えられる。

筆者らは、島尻層群泥岩を対象とするグラウンドアンカーにおいて、設計時に「基準」を参考に決定した周面摩擦抵抗（多くは $\tau = 0.6 \text{ MN/m}^2$ ）よりも、本体工事で実施された引抜き試験による値が小さく、工事開始後に設計の見直しを余儀なくされたことを経験しており、島尻層群泥岩を対象とする周面摩擦抵抗の目安値の必要性を常々感じていた。また、最近では換算N値100以下の第三紀の泥岩などでは、周面摩擦抵抗は 0.6 MN/m^2 以下であるという報告²⁾もある。そこで、島尻層群泥岩におけるアンカー引抜き試験の事例を収集・整理し、アンカー周面摩擦抵抗について考察を行った。

2. アンカー引抜き試験事例の収集・整理結果

アンカー引抜き試験の事例は、沖縄県内でグラウンドアンカーの施工実績を有する専門工事業者のうち数社に、特定の工事名称等を開示しない前提で、島尻層群泥岩を対象としたアンカー引抜き試験の条件・結果等の基本的なデータを提供頂いた。表-1に収集したデータの一覧を示す。今回収集したデータは、全て島尻層群与那原層の泥岩を対象としたものであった。44箇所の引抜き試験データから以下のことが判る。

- ・ 収集した試験データは、判る範囲において平成5年以降のもので、比較的近年のデータである。
- ・ 設計時の周面摩擦抵抗は、多くの場合 0.6 MN/m^2 が適用され、一部で 0.4 MN/m^2 の採用事例がある。表-1の#1の事例では、「基準」に示される値より小さい値（ $\tau = 0.4 \text{ MN/m}^2$ ）が設計で採用され、これが平成5年の事例であることから、島尻層群泥岩の周面摩擦抵抗は以前より問題視されていたと考えられる。
- ・ 引抜き試験のアンカータイプは、本施工のものと同じであると考えられるが、今回収集した事例では摩擦圧縮型アンカーが多いとみられる。試験アンカーのアンカ一体長は $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ である。
- ・ 引抜き試験によるアンカーの極限引抜き力から、次式により算定される周面摩擦抵抗 τ は $0.16 \sim 0.70 \text{ MN/m}^2$ 、平均値は 0.43 MN/m^2 であった。

$$\tau = \frac{T_{ug}}{\pi \cdot d_A \cdot l_a}$$

ここに、 τ : 周面摩擦抵抗 (MN/m^2)、 T_{ug} : 極限引抜き力 (MN)

d_A : アンカ一体径 (m)、 l_a : アンカ一体長 (m)

- 図-1にヒストグラムを示すが、設計時に多用されている $\tau = 0.6 \text{ MN/m}^2$ を満足した事例は、44箇所中8箇所（全体の18%）であった。
- 事例の引抜き試験は、本体工事が開始されてから実施されたものとみられ、試験で得られた周面摩擦抵抗をもとに、アンカ一定着長の見直し、定着位置の変更等の対応が行われている。また、周面摩擦抵抗の採用値は、試験数1本の場合には試験値をそのまま採用したり、ラウンドした値が採用されている。試験数が複数の場合には、最小値の採用(#10～#15)、平均的な値の採用(#37～#42)、あるいは施工エリアをブロック区分しそれぞれに試験値を割り当てる(#34～#36)など、個々の現場で異なった対応がなされている。試験値が、設計時の値以上の場合は、安全側に設計時の値を使用した事例(#35)もあるが、設計時の値より大きい試験値を使用した事例(#16)も存在し、総じて引抜き試験結果に基づく施工対応は個々の現場で異なる。

表-1 アンカー引抜き試験事例収集データ
(τ : 極限周面摩擦抵抗、対象地盤：島尻層群と那原層泥岩)

番号	場所	試験実施年	設計時 τ (MN/m ²)	引抜き試験			本施工での対応	
				アンカー種別	アンカ一体長 (m)	試験結果 τ (MN/m ²)	τ 採用値 (MN/m ²)	その他
1	不詳	平成5年	0.4	摩擦圧縮型	1.5	0.36	0.30	試験値より定着長を決定
2	不詳	不詳	不詳	摩擦引張型	1	0.32	0.32	試験値より定着長を決定
3	北中城村	平成11年	0.6	摩擦圧縮型	1	0.39	0.39	試験値より定着長を決定
4					1	0.60	0.60	試験値より定着長を決定
5	西原町	平成14年	0.6	摩擦圧縮型	1.5	0.36	0.36	試験値より定着長を決定 (定着長を延長)
6	浦添市	平成14年	0.6	摩擦圧縮型	1.5	0.60	0.60	
7					1.5	0.42		
8	南風原町	平成13年	0.6	不詳	1.5	0.57	不詳	
9					1.5	0.52		
10					1.5	0.48		
11	豊見城市	平成13年	0.6	摩擦圧縮型	1.5	0.48	0.48	
12					1.5	0.49		
13					1.5	0.32		
14	糸満市	平成14年	0.6	摩擦引張型	1.5	0.60	0.32	
15					1.5	0.48		
16	那覇市	平成13年	0.6	不詳	1.5	0.64	0.64	
17	那覇市	平成14年	0.6	摩擦圧縮型	1.5	0.19	0.19	
18	玉城村	平成13年	0.6	摩擦引張型	1.5	0.30	0.30	
19	豊見城市	平成14年	0.6	不詳	1.5	0.40	0.40	
20	豊見城市	平成14年	0.6	不詳	1.5	0.42	0.42	
21	南風原町	平成16年	0.6	摩擦圧縮型	1.5	0.53	0.53	
22	那覇市	平成16年	不詳	不詳	不詳	0.64	不詳	
23	那覇市	平成16年	不詳	不詳	不詳	0.19	不詳	
24	玉城村	平成16年	不詳	不詳	不詳	0.30	不詳	
25	豊見城市	平成16年	不詳	不詳	不詳	0.40	不詳	
26	豊見城市	平成16年	不詳	不詳	不詳	0.42	不詳	
27	那覇市	不詳	0.6	摩擦圧縮型	1	0.17	不詳	
28	具志川市	不詳	0.6	摩擦圧縮型	1	0.24	不詳	
29	西原町	不詳	0.6	摩擦圧縮型	1	0.60	0.60	
30	那覇市	不詳	0.6	摩擦圧縮型	1	0.16	不詳	
32	那覇市	平成9年	0.6	摩擦圧縮型	1	0.25	不詳	一部でアンカ一定着位置を変更
33						0.60		
34						0.40	0.40	
35	那覇市	平成9年	0.6	摩擦圧縮型	不詳	0.70	0.60	試験値に応じアンカー施工ブロックを区分
36						0.50	0.50	
37						0.49		
38						0.49		
39	豊見城市	平成11年	0.6	摩擦圧縮型	1	0.49	0.40	試験値から平均的な τ を採用
40						0.36		
41						0.43		
42						0.43		
43	中城村	平成14年	0.4	摩擦圧縮型	1.4	0.32	0.32	
44	中城村	平成13年	0.6	摩擦圧縮型	1	0.41	0.40	

- 島尻層群泥岩では、応力開放と共に伴う吸水膨張、及び乾湿繰返しに伴う強度低下が周面摩擦抵抗の大きさに関係すると考えられ、アンカー施工方法、削孔水の使用の有無等が周面摩擦抵抗の大きさを左右する重要な要素になるとと考えられるが、今回の収集作業では、アンカー削孔に関するデータは得られていない。
- 試験アンカーのアンカ一体長が 1.0m のものと、それより大きい場合 (1.4m ないし 1.5m) にわけて、周面摩擦抵抗のヒストグラムを図-2 に示す。周面摩擦抵抗の大きさは、アンカ一体長が短い場合に大きく、長い場合に小さいという傾向³⁾があるが、今回の事例ではアンカ一体長 1.0~1.5m において周面摩擦抵抗の有意な差はみられない。

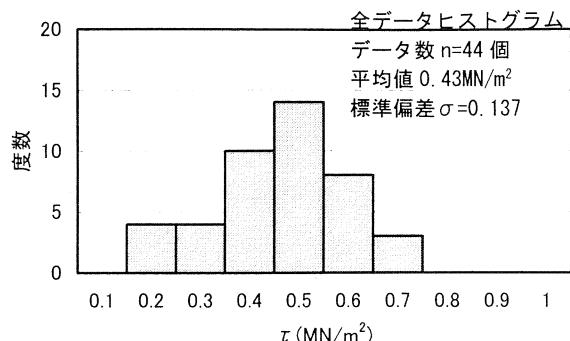


図-1 周面摩擦抵抗のヒストグラム (全データ)

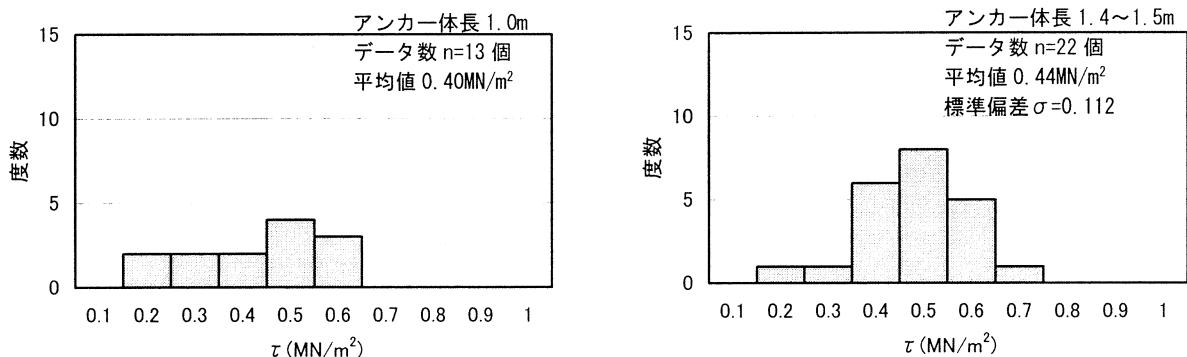


図-2 アンカ一体長別の周面摩擦抵抗ヒストグラム

3. 島尻層群与那原層泥岩の周面摩擦抵抗について

表-1 に示した周面摩擦抵抗は、引抜き試験における極限引抜き力が、すべてアンカ一体と地盤との周面摩擦により発揮されるとして算出されたものである。

ここで、図-3 に模式的に示すように、島尻層群の泥岩には砂層や凝灰岩が挟在し、また、多くの亀裂が存在することから、これらの不連続面が弱面となり、アンカ一体設置地盤の支圧・せん断破壊が生じる可能性も考えられる。

また、泥岩では孔壁の状態が周面摩擦抵抗に大きく影響すると考えられ、例えば、マッドケーキが孔壁に付着した状態や、孔壁の泥岩が吸水により軟質化した状態ではグラウトと定着地盤の摩擦は十分に得られないことは容易に想像される。

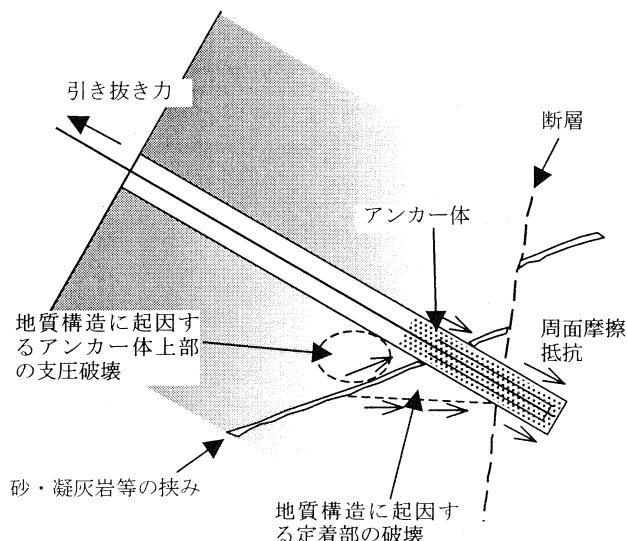


図-3 地質構造に起因するアンカ力への影響
アンカ一体と地盤の摩擦抵抗以外の要因でアンカーの極限状態 (極限引抜き力) が決定されることが考えられる

さらに、泥岩内部の亀裂や砂層が水みちとなっている場合、グラウトの固化に影響し、局部的に周面摩擦抵抗が弱い部分が発生する可能性も考えられる。

このように、表-1 に示される周面摩擦抵抗は、島尻層群泥岩に特有の不連続面の存在、孔壁状態の良否等による引抜き力への影響が含まれた値であると考えられる。

グラウンドアンカーの設計において、引抜き試験を設計に先立って実施することは困難³⁾であることから、設計に使用できる周面摩擦抵抗の目安値があれば都合が良い。今回の限られた事例収集データから、島尻層群与那原層泥岩の周面摩擦抵抗については、 $\tau = 0.3 \sim 0.6 \text{ MN/m}^2$ (概ね $\bar{\tau} - \sigma \leq \tau \leq \bar{\tau} + \sigma$ に相当、 $\bar{\tau}$: 平均値、 σ : 標準偏差) が一つの目安として設定されるものと考えられる。但し、上述のように、島尻層群特有の不連続面の存在や施工時の孔壁の状態によって、これを下回る値が発生することも十分に考えられる。

4. 今後の課題

島尻層群泥岩を対象とするグラウンドアンカーは多く施工されているものの、泥岩における極限引抜き力の発生機構に関する知見はまだ乏しいものがあると考えられる。今回取りあげた周面摩擦抵抗、不連続面の存在や施工法が引抜き力へ及ぼす影響、さらには、維持管理・性能設計の観点からのアンカー機能の時間的变化（定着地盤のクリープ特性等）など、グラウンドアンカーの設計・施工に関する島尻層群独自の課題・問題点について、今後とも、事例収集・分析あるいは機会があれば現場実験等の実施を通じ、取り組んで行きたいと考えている。

なお、本報文作成にあたり、ご多忙にも拘わらず既往の引抜き試験データを御提供下さいました、(有)金一基礎工事、東興建設(株)沖縄営業所、(株)ニチボー沖縄支店、ライト工業(株)沖縄営業所の方々に厚く御礼申し上げます。

【引用・参考文献】

- 1) 地盤工学会編：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、2000
- 2) 滝田喜久男・北村正昭・鶴見利明・竹屋宏治：グラウンドアンカーの周面摩擦抵抗、基礎工、vol. 32, No. 10, pp. 62~65, 2004
- 3) 地盤工学会編：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、pp. 116, 2000

8 先端拡大型地山補強材の土中引抜き実験

岡三リビック 正会員○丸山 健吉
正会員 小浪 岳治
正会員 川原 秀樹
大日本土木 正会員 伊藤 秀行

1. まえがき

既設擁壁や切土斜面を鉄筋などにより補強する工法（地山補強土工法）は広く普及しつつある。このような地山補強土工法では、補強材の周面摩擦により引張り力に抵抗するのが一般的である。一方で、より大きな補強効果を得るために、地山挿入後に引張補強材の先端を拡大できる拡大型補強材が開発されている^{1), 2)}。ここでは、沖縄特有の地盤も想定して、改良された拡大型補強材について、引抜き実験により確認した支圧力とともに土中での先端拡大状況を確認した結果について報告する。

2. 実験方法

図1は先端拡大型補強材の概要を示しており、拡大部は10本の棒鋼で構成されている。拡大部の棒鋼は、拡大用ロッドを引張ることにより圧縮されて、外周直径Dが約220mmの放射状に拡大される。実験では試作的に3種類の補強材を用いた。それぞれの仕様を表1に示す。また、グラウトは各タイプとも中空ロッドを利用し、A, Bタイプでは拡大部の中央から、Cタイプは補強材先端から注入できる構造となっている。

補強材は削孔径約70mm、削孔長900mmとした孔に鉛直に挿入後、拡大用ジャッキを用いて先端を拡大させた。セメントミルク(W/C=50%)は無加圧で拡大部にのみ充填して、外鋼管に摩擦

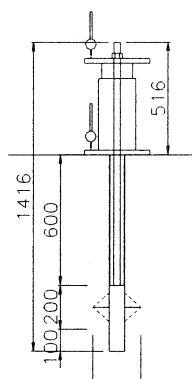


図2 実験概要図

Case	実験用途	形状寸法	拡大棒鋼
A-1	引抜き抵抗力 拡径状態確認	拡大前アンカ一部最大径: $\phi 72\text{mm}$ 外鋼管外径: $\phi 30\text{mm}$ 外鋼管内径: $\phi 22\text{mm}$	$\phi 8, \phi 12$ SS400
	予備試験 拡径状態確認	アンカー長: $L=1416\text{mm}$	
B-1	引抜き抵抗力 拡径状態確認	拡大前アンカ一部最大径: $\phi 60\text{mm}$ 外鋼管外径: $\phi 27.2\text{mm}$ 外鋼管内径: $\phi 18.2\text{mm}$	$\phi 8, \phi 12$ SS400
	拡径状態確認	アンカー長: $L=1416\text{mm}$	
C-1	引抜き抵抗力 拡径状態確認	拡大前アンカ一部最大径: $\phi 60\text{mm}$ 外鋼管: $\phi 34\text{mm}, t3.0\text{mm}$ アンカー芯外径: $\phi 20\text{mm}(\text{M22})$ アンカー芯内径: $\phi 11\text{mm}$ アンカー長: $L=1516\text{mm}$	$\phi 10$ S45C

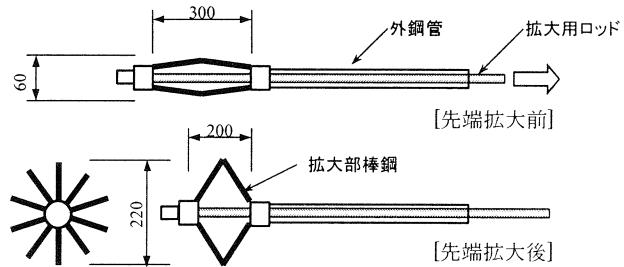


図1 先端拡大型補強材概要図
先端拡大型補強材形状寸法

が作用しないようにし、7日間養生した後、3本を対象に引抜き実験を実施した。実験中は、補強材頭部で引抜き荷重Pと引抜き変位 δ 、および地表面反力板の変位を計測した。図2は引抜き実験の概要である。補強材を埋設した地盤は礫5.3%、砂27.6%、シルト・粘土67.1%のロームを生石灰処理してしたものであり、一軸圧縮試験の結果によると $q_u=50\sim100\text{kN/m}^2$ 、 $E_{50}=4500\sim17000\text{kN/m}^2$ であった。

3. 実験結果

引抜き荷重と引抜き変位の関係は図3のとおりであった。ここでの引抜き荷重は先端拡大型の支圧力により発揮されているものと考えられ、拡大部のタイプによらず、ほぼ同様な関係であり終局的な最大引抜き荷重は全て

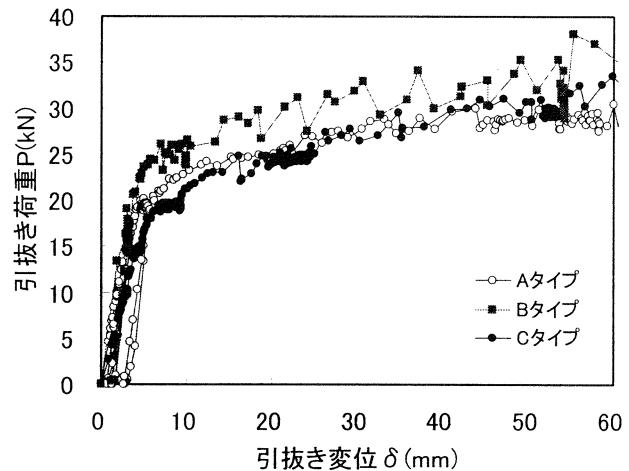


図3 引抜き荷重と引抜き変位

30kN 以上であった。支圧力による極限引抜き抵抗力 P_{ult} の算定式³⁾に $c = q_u/2 = 50\text{kN/m}^2$, $\phi = 0$ を適用すると、極限引抜き抵抗力は $P_{ult} = 12.4\text{kN}$ となり、実験で得られた最大引抜き荷重は、この値より十分に大きいといえる。

図4はAタイプとCタイプの実験において、各荷重段階における Δt 時間内での引抜き変位増分を $\Delta \delta$ とし、 Δt 時間の対数値の差を $\Delta \log t$ とし、引抜き荷重 P との関係を示したものである。この関係は杭の圧縮試験における降伏荷重の判定⁴⁾に用いられるものであり、拡大部の引抜き降伏荷重はほぼ 20kN といえる。このことから引抜き実験により得られた降伏荷重は最大引抜き荷重の 2/3 程度であることが確認できた。これは杭の降伏荷重が極限荷重に対して 0.63 とされる⁴⁾ことにも合致する。また、Aタイプ、Cタイプ降伏荷重時の引抜き変位 δ は図3の関係からそれぞれ 3.72mm, 6.8mm であることがわかり、拡大部の外周直径 D に対してそれぞれ $\delta/D = 0.017, 0.031$ である。

図5は引抜き割線係数を $K = (P/A_p) / (\delta/D)$ と定義して、 δ/D に対して示している。この割線係数は土の変形特性に依存すると考えられ、Aタイプ、Cタイプの降伏荷重時の割線係数はそれぞれ $26,000\text{kN/m}^2, 16,000\text{kN/m}^2$ 程度である。また、 $\delta/D = 0.10$ に相当する変位における割線係数は、3つの実験結果において $K = 6000 \sim 8000\text{kN/m}^2$ となっていることがわかる。

土中に埋設した 5 本の補強材は引抜き実験終了後に土中から取出して、拡大部の状態を確認した。写真1のように、いずれの補強材も拡大部棒鋼は所定の外周直径が 220mm となる放射状に拡大していた。また、セメントミルクは拡大棒鋼が通過した背後には充填されていたが、それ以外の領域への広がりは確認されなかった。さらに、引抜き実験後の拡大部中の土は一体となっている様子が確認できた。

4. あとがき

石灰処理した地盤における限られた条件下ではあるが、先端拡大型補強材は土中で拡大させることができ、引抜き実験による最大引抜き抵抗力は極限引抜き抵抗力の計算値より大きいことを確認した。また、降伏荷重は $\delta/D \leq 5\%$ で生じ、最大引抜き抵抗力の 2/3 程度であることがわかった。今後、様々な条件下で引抜き特性や施工性を調べて、先端拡大型地山補強材の沖縄特有の地盤への適用性も明確にしていきたい。

参考文献

- 1) 大倉浩二・斎藤知哉・山田貴史・片岡昌裕：先端拡大型補強材の補強効果、地山補強土工法に関するシンポジウム発表論文集、(社)地盤工学会、1996年3月 pp241-246
- 2) 大倉浩二・斎藤知哉・山田貴史・伊藤秀行：先端拡大型補強材の現場適用、土と基礎、(社)地盤工学会、1996年10月 pp27-28
- 3) 多数アンカーワーク法設計・施工マニュアル第3版、(財)土木研究センター、2002年10月 pp77-81
- 4) 杭基礎設計便覧、(社)日本道路協会、1992年10月 pp97-110

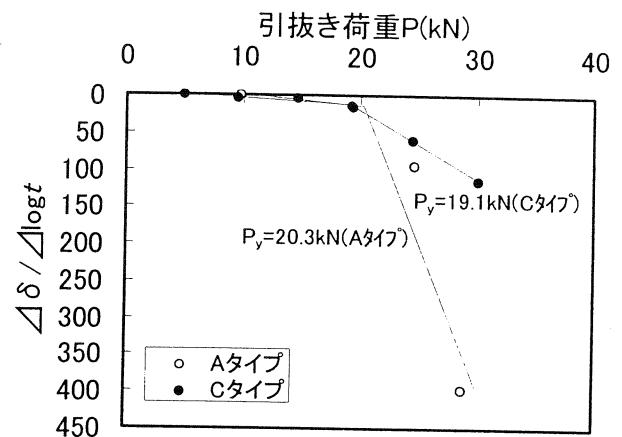


図4 $\Delta \delta / \Delta \log t \sim P$ 法による降伏荷重

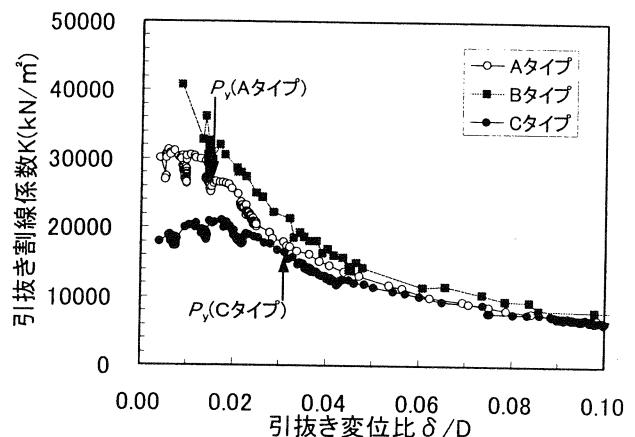


図5 引抜き割線係数と引抜き変位

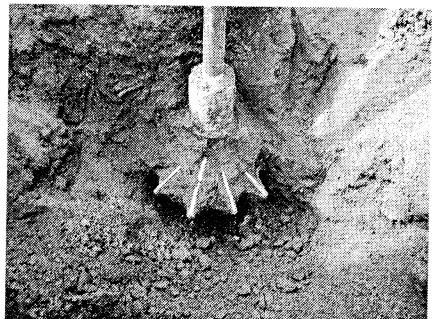


写真1 土中の先端拡大状

9 振動載荷実験による石積みアーチ門模型の動的特性

(株) 沖縄建設技研

○島袋秀人

琉球大学工学部 渡嘉敷直彦

東海大学海洋学部

アイダンオメル

琉球大学工学部 赤木知之

東海大学海洋学部大学院

大洞光央

(株) 真南風 高良倉行

1. はじめに

首里城を始めとする多くの石造構造物の修復・保存が検討されている。現在、首里城にて石積みアーチ門の復元が進められている。しかしながら、石積みアーチ構造の力学的挙動は、まだ十分に解明されておらず、早急な対応が求められている。本研究では、石積みアーチ門の基本的な動的挙動を検討する事を目的として、数種類の基本的なアーチ模型を作製し、振動台による載荷条件下で動的載荷実験を行い、石積みアーチ門模型の共振振動特性および破壊特性を検討した。

2. 実験方法

2. 1 試料

石積みアーチ門模型は、形状寸法 $4\text{cm} \times 4\text{cm} \times 10\text{cm}$ の琉球石灰岩ブロックを用い、アーチ門模型を作製した。その琉球石灰岩の力学的特性を表-1に示す。

表-1 琉球石灰岩の力学特性

密度 (kN/m ³)	19.6 - 23.4
P-波速度 (km/s)	4.52 - 6.33
弾性係数 (Gpa)	8.13 - 27.8
ボアソン比	0.15 - 0.30
一軸強度 (Mpa)	20.0 - 33.9

2. 2 石積みアーチ門模型の形状

実験で用いた石積みアーチ門模型を図-1に示し、Type-A～Eと呼ぶ。

Type-A, Type-B のアーチ部分の形状は、それぞれ厚さの異なる単心円弧を持つ。Type-C のアーチ部は Type-B と同じ単心円弧を持つが、アーチ部が個々のブロックが、集まったアーチ部を形成している。Type-D, Type-E アーチ部分の形状は、それぞれ厚さの異なる三心円弧を持つ。

アーチ門を含む石積み構造全体の寸法を、図-

2に示すように設定した。側壁の長さは、 d と $2d$ の2種類とし、アーチ上部の被り厚さを、 $h=1.5d$ と $2d$ の2種類を設定した。また、側壁は、図の白い部分を含めた形状と、グレースケールの部分も含めた形状を設定し、側壁形状の違いによるアーチ門の挙動を検討した。

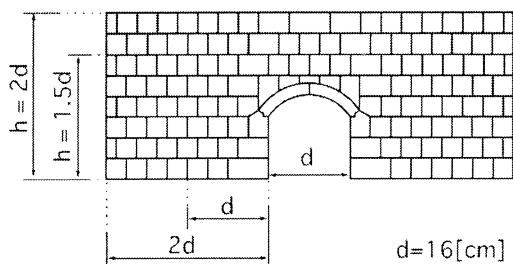


図-2 石積み構造の寸法

2. 3 載荷条件

振動入射角度は、アーチ模型に対し 0° , 45° および 90° で載荷を行い、振動台に入力した諸条件は以下の通りである。

・ 加速度一定、周波数変化の時（共振試験）

周波数 = $1 \sim 20$ [Hz]

加速度 = 9.8 [gal] = 0.1 [G]

・ 周波数一定、加速度変化の時（破壊試験）

周波数 = 3 [Hz]

また、加速度記録には 30 [Hz] のフィルタをかけており、このサンプリング間隔は 5 [ms] とした。なお、周波数一定・加速度変化の条件ではアーチが破壊に至るまで加速度を上げていった。

実験で計測したデータは加速度と変位である。すべての加速度計 (Acc1～4), 変位計 (1～3) は図-3に示すように設置した。

加速度計1は振動台に取り付け、振動台の加速度を計測し、加速度計2～4は、アーチ模型の上部に取り付けた。振動によって振動台と模型とではどのように加速度の応答が異なるのかを実験

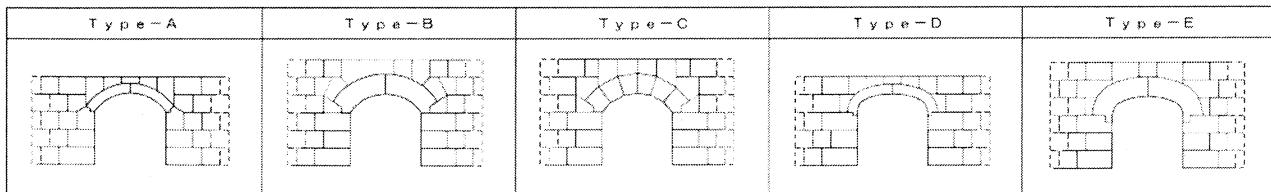


図-1 石積みアーチ門模型の形状

した。変位計は、振動入射角度によってブロック大きくが変位する位置にそれぞれ設置した。

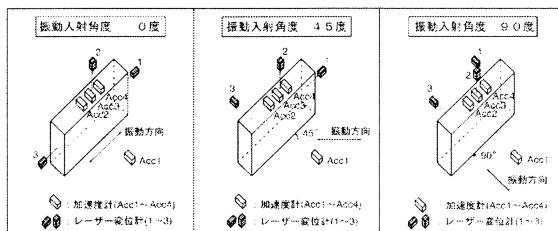


図-3 振動入射角度と計測器の配置

3. 実験結果

3. 1 共振特性

加速度一定、周波数変化の共振実験で得られた加速度応答について高速フーリエ解析(FFT)を行い、すべての実験ケースで卓越周波数を求めた。

一例としてType-B(図-5)のアーチ門模型に共振実験を行って得られた加速度応答(Acc3)に高速フーリエ解析を行い、卓越周波数を求めた結果を図-4に示す。この時の卓越周波数は10.2[Hz]であった。

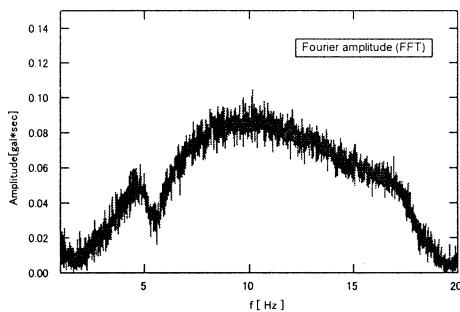


図-4 Type-B Acc3 の卓越周波数

すべての実験ケースによる共振実験の結果、それぞれ卓越周波数が確認された。振動入射角度の相違によって卓越周波数に変化が見られたが、アーチ形状の相違による卓越周波数の明確な変化は見られなかった。

3. 2 破壊特性

(a) 破壊時の加速度応答

周波数一定、加速度変化の破壊実験で得られた加速度と変位のデータから、石積みアーチ門模型がどのように破壊に至ったのかを検討した。

一例として図-5に示す実験ケースについて加速度、変位応答を示す。この実験ケースでは模型のアーチの形状のみが異なり、構造全体の形状寸法は同じである。図-6は、Type-B(振動入射角度0°)の変位計1について時間変化に伴う加速度及び変位応答を重ね合わせた結果を示す。加速度の増大に伴って、側方は変位し始め振動しなが

ら全体的に破壊に至る。この場合、側方ブロックの変位は、加速度88.5[gal]で変位し始めた。図-7は、アーチ部の形状(図-5)と加速度応答の比較を示す。アーチブロックの細かい形状を持つType-Cのケースがより小さい加速度で変位し始める。図-8は、図-5に示した実験ケースの破壊性状を示す。Type-B、Type-Cともに同じような破壊性状を示し、アーチ部が下に崩れ落ちるようく破壊した。すべての実験ケースで、アーチ部形状の違いや全体寸法の違いによっても側方ブロックが変位し始める加速度は異なった。

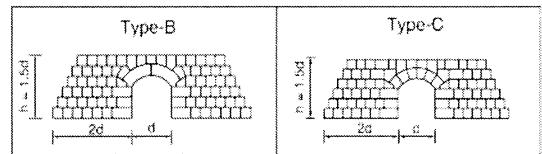


図-5 実験ケースの一例

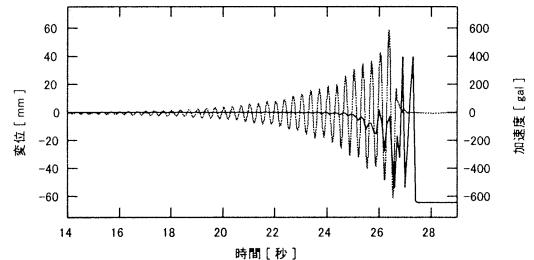


図-6 Type-B アーチ門の加速度・変位応答

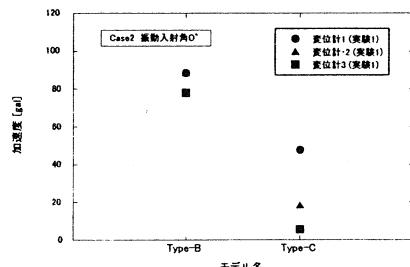


図-7 Type-B および Type-C アーチ門の破壊時ににおける加速度の比較

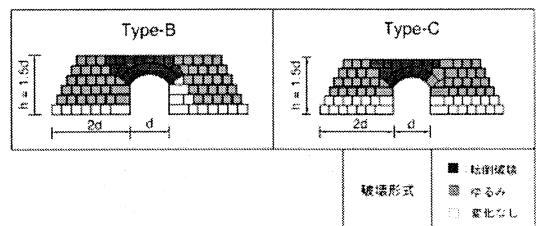


図-8 破壊性状

(b) 振動入射角度と破壊特性

振動入射角度の相違による各実験ケースの破壊特性を検討した。図-9～11に代表的な破壊性状を示す。振動入射角度 0° の場合は、各モデルでアーチ部分とアーチの上部に変位が広がり破壊に至る傾向が見られる。振動入射角度 45° の場合は、アーチ部分の破壊も見られるが全体的にひねりを受けながら破壊に至っている。振動入射角度 90° の場合は、ほとんどのケースでアーチの形状に関係なく、各ブロックが変位し始めて全体的に構造物が一体となって破壊する傾向がある。

破壊特性は、アーチの形状及び形状寸法によって影響を受けることがわかる。

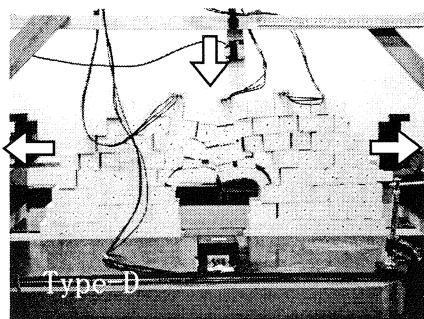


図-9 Type-D アーチ門の変形破壊性状
(振動入射角度 0°)

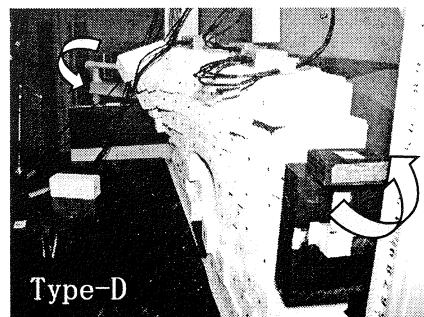


図-10 Type-D アーチ門の変形破壊性状
(振動入射角度 45°)

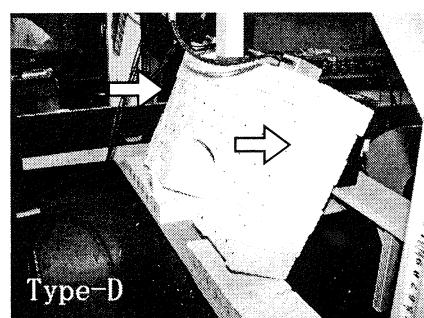


図-11 Type-D アーチ門の変形破壊性状
(振動入射角度 90°)

4. 実験結果および石積みアーチ門の変状例の比較検討

変状が生じた実際の石積みアーチ門の例を、図-12 および図-14 に示す。この石積みアーチ門の形状は、実験で用いた Type-D(図-13 および図-15)のアーチ形状と同形である。

図-12 に示す石積みアーチ門の変状は、地震荷重等を受けて、アーチ上部の各ブロックが横方向に変位したことにより、アーチ中心部が下方へ落ち込み、変状したものと推察される。この変形性状は、振動入射角度 0° における Type-D のアーチ門模型の変形破壊挙動(図-13)に類似していることがわかる。

また、図-14 に示す石積みアーチ門の側壁が、全体的に、はらみ出した変状を示している。この変形性状は、振動入射角度 45° における Type-D のアーチ門模型の変形破壊挙動(図-15)に類似していることがわかる。模型振動実験の結果から、図-12 及び図-14 の石積みアーチ門の変状性は、様々な方向からの地震荷重を受け、石積みブロックが変形したものと推察される。



図-12 石積みアーチ門の変状例

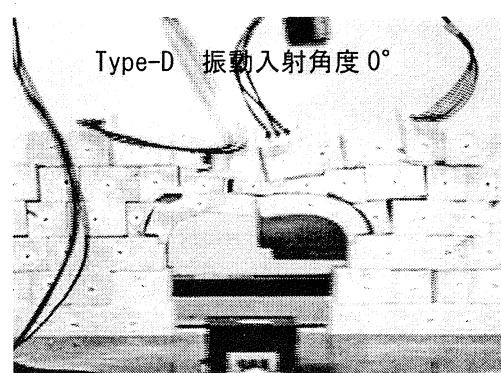


図-13 模型実験による石積みアーチ門の
変形状況



図-14 石積みアーチ門の変状例
(はらみ出し)

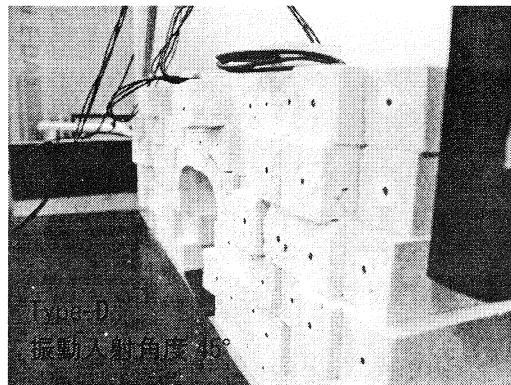


図-15 模型実験による石積みアーチ門の
変形状況

5. 結論

本研究では、石積みアーチ門模型の振動載荷実験を実施した。動的安定性を検討した。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) アーチ門模型において、各タイプで振動入射角度による卓越周波数の違いは確認されたが、アーチ形状による明確な相違は見られなかつた。
- 2) 同じタイプのアーチ門模型であっても石積み形状の違いによって、破壊に至るまでの加速度や変位応答に相違がある事が確認された。
- 3) 振動入射角度の違いによって、破壊性状が異なり、アーチ形状及び形状寸法によって影響を受ける事が確認された

4) 模型振動実験により明らかになった変形破壊挙動と、変状を生じた実際の石積みアーチ門の比較から、模型実験が示す変形破壊挙動は、実際の石積みアーチ門の変形挙動に類似しており、石積みアーチ門の安定性評価に際し、このような模型実験による石積みアーチ門の変形破壊挙動の検討が有効であることが示された。

謝辞

この論文を執筆するにあたり、実験等にご協力いただいた沖縄総合事務局 国営沖縄記念公園事務所の担当者、東海大学大学院 小倉洋一氏、元琉球大学工学部卒業研究生 西坂七美氏に感謝の意を表します。

参考文献

- O.Aydan, Y.Ogura, M.Daido, N.Tokashiki (2003). Re-assessment of the seismic response and stability of stone masonry structures of Shuri Castle through shaking table tests. Proceedings of International Symposium on Industrial Minerals and Building Stones. IMBS 2003. International Association for Engineer Geology and the Environment, 109-117.

10 発泡ガラスを活用した合理的な盛土斜面設計

琉球大学農学部 宜保清一・中村真也
琉球大学大学院 ○ 池上恭一朗
沖縄県農林水産部 金城志保
(株) トリム 嶺井政武

1. はじめに

地球環境保全を目指したゼロエミッショング構想の気運の高まりに伴い、各種廃棄物を再利用した製品が考案されている（三浦・伊藤、2003）。そのような製品の一つに、廃棄ガラスを加工して再利用した新資材・発泡ガラスがある。発泡ガラスは、2~75mmの不定形塊状で、軽量、高通水の特性を有している（土木研究センター、1999）。土木構造物である擁壁やボックスカルバートの裏込め等、砂や砂利の代替材として利用され始めているが、コスト高になることにより採用件数は伸びておらず、特性を十分に生かした活用法を確立する必要がある。一方、宅地、農地、公園等の造成に伴って多くの盛土斜面が建設されている。その斜面勾配は盛土材の強度に応じて決定されるものであるが、土地利用との関係で勾配を安定勾配より急にする必要がある場合には、擁壁等による補強により斜面の安定が図られている。しかし、豪雨や長雨の後に盛土斜面において地すべり・崩壊が発生することも少なくない（宜保ら、2001）。このような地すべり・崩壊の発生の主要因の一つは地下水位上昇に伴う間隙水圧の増大であり、通常、水抜きボーリング工による地下水排除により対策がなされている（福田・玉田、2003）。地下水排除は、盛土斜面に限らず自然斜面で発生した地すべりの再発生防止対策において有効であるが、水抜きボーリング工の排水用有孔管の経年的な機能低下が問題視されている（農業土木学会、1989；丸山ら、2003；瀬原ら、2003）。

本研究では、盛土地すべり事例をモデルとして、発泡ガラスを活用した盛土斜面の合理的設計について検討を行った。

2. 発泡ガラス

発泡ガラスは、廃棄ガラスびんを再利用した新材料で、粉碎したガラスに添加物を加え、加熱処理することで得られる。連続間隙型（吸水性）または独立間隙型（非吸水性）のガラス質多孔体で、乾燥密度および吸水率を製造過程の諸条件を変えることで調整できる（トリム、2000）。今回の検討に用いた発泡ガラスは、乾燥密度 $\rho_d = 0.4 \sim 0.5 \text{ g/cm}^3$ 、吸水率 10%の独立間隙型である。 $<37.5 \text{ mm}$ 調整試料の単位体積重量は $\gamma_t = 2.9 \sim 3.9 \text{ kN/m}^3$ で、透水係数は $k = 3 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^0 \text{ cm/s}$ である。

3. 発泡ガラス活用の合理的な盛土斜面設計

3.1 発泡ガラス盛土

発泡ガラスは高通水性 ($k = 3 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^0 \text{ cm/s}$) であるので、浸透地下水は速やかに排出され、発泡ガラス層中において水位の上昇はない。盛土材を発泡ガラスとすることにより盛土斜面の安定度は高くなり、末端部擁壁のスリム化や斜面の急勾配化も可能になる。しかし、発泡ガラスの大量使用は不経済である上、造成地の用途（基盤に支持力が求められる車道、宅地等）によっては活用が不可となることも考えられる。

3.2 軽量性を生かした設計

発泡ガラスの軽量性を生かした盛土斜面設計の一例を図-1に示す。発泡ガラス施用部は、すべ

りブロック頭部の軽量化による滑動力軽減を図っている。図-1に示した地下水位の下、仮想すべり面の発泡ガラス部にそのピーク強度 ($c_f = 60 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi_f = 34^\circ$) を、盛土泥岩部にそのピーク強度 ($c'_f = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi'_f = 37.5^\circ$) を、強風化泥岩部にその完全軟化強度 ($\phi_{sf} = 27.6^\circ$ ($c_{sf} = 0$)) を適用した場合、安全率は $F_s = 1.78$ となった。すべりブロック頭部の軽量化効果はかなり大きい。しかし、軽量化により押さえ効果も激減することから、発泡ガラス施用部の後背地が新たに不安定化し、波状的にすべる恐れがある。そのため、波状性すべり発生防止の新たな対策が必要となる。

3.3 高通水性を生かした設計 斜面の安定化には、地下水および地表水排除が有効である。発泡ガラスの高通水性を生かした盛土斜面の設計例を図-2に示す。地下水位を低下させ、地下水位上昇を抑制することを期待して発泡ガラスを明渠的施用にした。斜面右上方に位置している発泡ガラス明渠が捕水渠（農業土木学会、1979）として機能し、背後地からの地表水および地下浸透水を遮断するため、流入水は、盛土斜面に浸透する前に排除される。仮想すべり面の盛土泥岩部の強度に $c'_f = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi'_f = 37.5^\circ$ を、強風化泥岩部に $\phi_{sf} = 27.6^\circ$ ($c_{sf} = 0$) を適用し、 $F_s = 1.14$ を得た。発泡ガラスの捕水機能が發揮され、水抜きボーリング工と同等の効果が示された。

3.4 合理的な盛土斜面設計

軽量化による滑動力軽減と高通水性による地下水位上昇抑制を組み合わせ、合理的な盛土斜面設計を試みた。図-3において、斜面頭部の大きな発泡ガラス明渠は、捕水渠としての役割とともに滑動力を軽減する働きも併せ持ち、土かぶり圧による押さえ効果を失わないよう考慮して設定した。他の斜面中のものは、地下水位を降下させ、その後の長雨や豪雨後の地下水位上昇を抑制する機能を持つ。斜面を急勾配化し（1:1.2）末端部の擁壁を設置しない場合でも仮想すべり面の盛土泥岩部に $c'_f = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi'_f = 37.5^\circ$ を、強風化泥岩部に $\phi_{sf} = 27.6^\circ$ ($c_{sf} = 0$) を、発泡ガラス部に $c_f = 60 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi_f = 34.0^\circ$ 適用して $F_s = 1.52$ を得た。特性を生かした設計により、斜面長が縮小され擁壁が不用となり、低コストで合理的な造成地整備が可能となる。

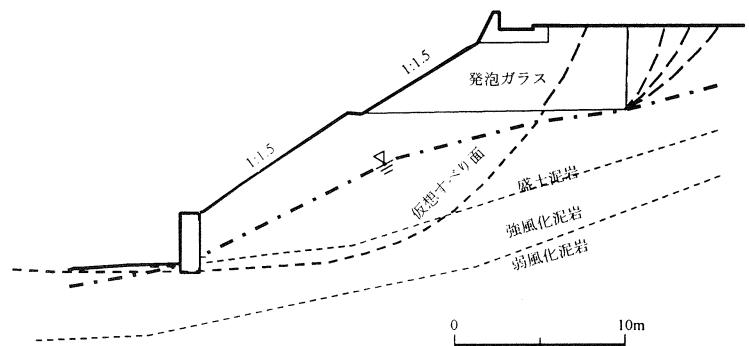


図-1 発泡ガラスの軽量化を生かした盛土斜面

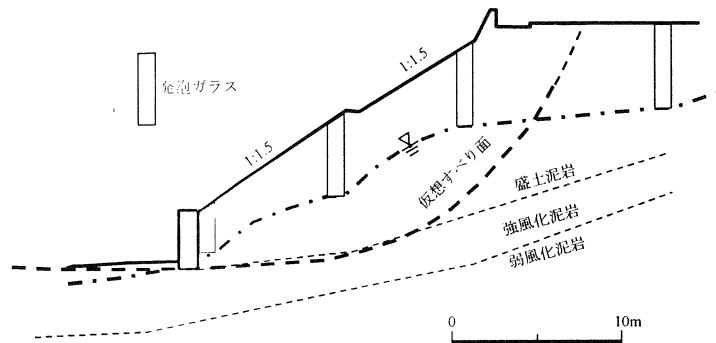


図-2 発泡ガラスの高通水性を生かした盛土斜面

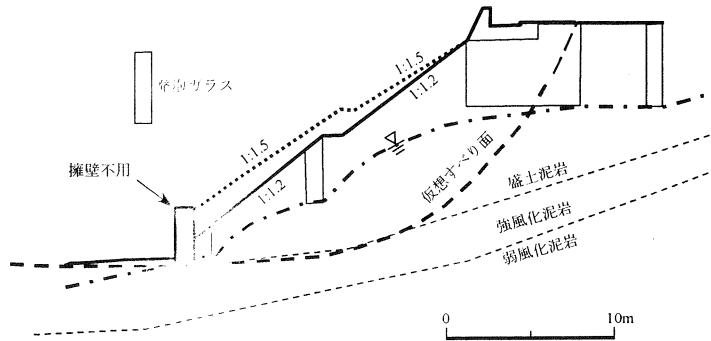


図-3 合理的な盛土斜面設計

11 砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究

琉球大学工学部 環境建設工学科 ○名渡山 一彦

琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

沖縄県は他県とは異なり、周囲を海に囲まれた島々からなる亜熱帯性気候に属する海洋県であり、独自の風土を形成してきた。島々には、亜熱帯植物が茂り、周囲には珊瑚礁が発達し、多種多様な生物が生息している。これらの自然環境は、地域文化の形成や人々の生活と切り離せない深い関係にある。しかし、近年、陸域の開発に伴って各地で急速な土壤浸食が進み、赤土等の海域への流出や堆積が著しく、これらの海域環境や資源に大きな影響を与えていていることが指摘されている。このような状況から沖縄県は平成7年に「赤土等流出防止条例」を施行した。この条例により、赤土流出は改善されているが、いまだ十分とはいえない。また、様々な対策工法の中でろ過型沈砂池が広く用いられているが、ろ過型沈砂池を構成する主要部であるろ過層は、長期間の使用により目詰まりが生じ、ろ過機能の低下をもたらすことが経験上知られている。本研究では、ろ過層の一部を取り出した要素を想定し、小型ろ過試験装置を用いてろ過層から流出する透過流量と透水係数の関係を、また目詰まりの原因となるろ過層に溜まる赤土の比率とろ過層の透水係数の関係を検討した。

2. 実験

2.1 概要

本研究の実験は小型ろ過試験装置を用いて、「定水位透水試験」で行い、透水係数が $10^{-3}(\text{cm/s})$ にまでろ過機能が低下するのを目的とした。また8個の小型ろ過試験装置によって測定時間ごとに透過出した透過流量、透水係数、ろ過層に溜まった赤土と砂の比率を求め、透水係数と透過時間、透過流量、及び残留赤土質量比の関係を求めた。

2.2 小型ろ過試験装置を用いた定水位透水試験

2.2.1 実験装置の作成方法

容量500mlある水槽の底辺部に小型ろ過試験装置を取り付けた。小型ろ過試験装置はアクリルの筒（内径0.9cm、長さ3cm）を使用し、アクリル筒に砂（チービシ砂）を詰め、流入口と流出口には不織布シートを敷いた。砂は真上から自由落下方式で入れた。また、オーバーフロー防止のために水槽に高さ26cmのところで越流口を取り付けた。

2.2.2 実験方法

ろ過試験で使う濁水は石川土（赤土）を用いて作成し、ろ過層の中の砂にはチービシ砂を使用した。水槽に700ppmの赤土の濁水を入れ、小型ろ過試験装置を水槽に8個取り付けた。最終測定時間を5時間と設定し、No.1の小型ろ過試験装置では5分間の透過流量を測定して終了する。No.2の小型ろ過試験装置では10分間の透過流量を測定して終了する。順次それぞれ5, 10, 30, 60, 120, 180, 240, 300分の透過流量

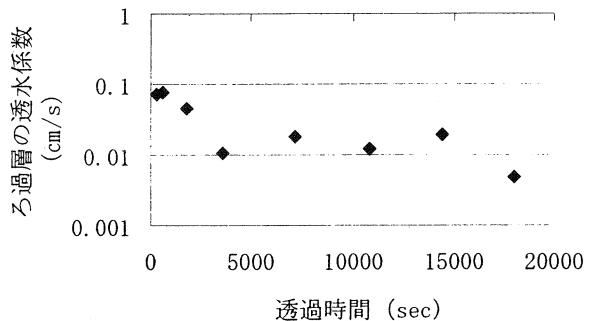


図-1 ろ過層の透水係数と透過時間の関係

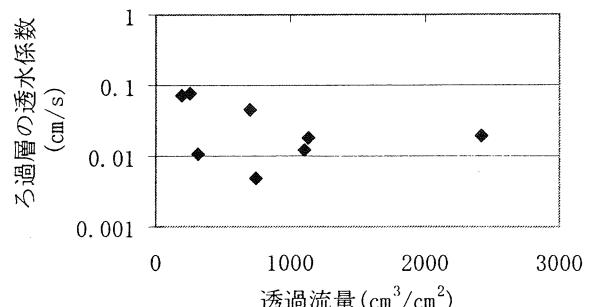


図-2 ろ過層の透水係数と透過流量の関係

を測定し透水係数を求めた。また、ろ過層に溜まった赤土の残留量および小型ろ過装置 No.7 から透過流出した濁水を、濁度計を用いて濁度を測定した。

2.3 実験結果と考察

図-1 はろ過層の透過時間と透水係数の関係を示したグラフである。グラフから透過時間が増えると透水性が悪くなっていくのがわかる。図

-2 は透過流量とろ過層の透水係数の関係を示したグラフである。このときの透過流量とは、ろ過層の流出口の断面積で割った単位面積当たりのことである。図-2 のろ過層の透水係数にばらつきがあるのは、表-2 で示すように、初期状態で間隙比や乾燥密度にばらつきがあることが原因だと思われる。図-3 はろ過層の透水係数と残留赤土質量比の関係を示したグラフである。残留赤土質量比とは、砂の間隙に溜まる赤土の質量を砂の質量の割合で表した数値である。図-3 も図-2 と同様にばらつきがあるが赤土がろ過層内にたまっていくと透水係数が低くなっているのがわかる。次に、透過流出した濁水の濁度を測定するために透過流量が一番多かった No.7 の濁水で測定すると 300ppm の濁度が検出された。実験開始の赤土の濁度が 700ppm に対して約半分の濁度しかろ過されていない。これは、ろ過層の透水長が 3 cm 程度と短いのが原因と思われる。

表-2 ろ過層の初期状態と実験結果

No.	ろ過層初期状態					定水位透水試験			
	間隙比 <i>e</i>	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 D_r (%)	透水長 <i>L</i> (cm)	断面積 <i>A</i> (cm^2)	透過測定時間 <i>t</i> (min)	透過流量 <i>q</i> (cm^3/cm^2)	透水係数 <i>k</i> (cm/s)	残留赤土質量比 <i>R</i> (%)
1	1.611	0.621	0	2.98	0.636	5	190.82	0.073	0.21
2	1.601	0.625	0	2.99		10	259.09	0.078	0.46
3	1.616	0.619	0	2.97		30	703.62	0.045	1.24
4	1.547	0.646	4	3.04		60	316.27	0.011	1.38
5	1.583	0.632	0	3.01		120	1134.39	0.018	5.49
6	1.549	0.645	4	3.01		180	1107.26	0.012	5.29
7	1.569	0.637	1	3.05		240	2412.84	0.019	9.67
8	1.544	0.648	5	3.02		300	749.03	0.0049	11.25

3. まとめ

本研究では石川土の濁水についてろ過層の透水係数と 3 つの要素（透過時間、透過流量、残留赤土質量比）の関係を求ることを目的とした。これらの関係は、濁水を作る土の産出地域によっても変わると考えられるため、今後は、様々な地域の赤土の濁水を使って研究を進める。また、実験方法を改良し、実験結果の精度を高めていきたい。

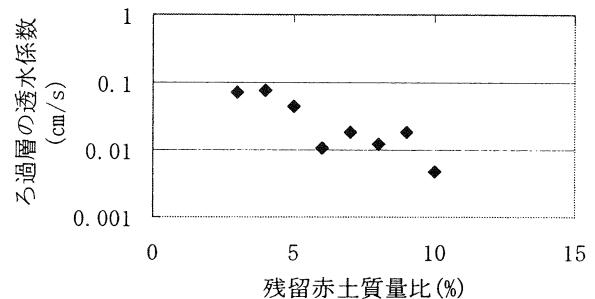


図-3 ろ過層の透水係数と残留赤土質量の関係

12 柱列式連続壁工法による地下ダム建設工事における排泥抑制工法の実証施工実験

西松建設株技術研究所 ○佐藤靖彦 新谷壽教
西松建設株九州支店 宇野政武 羽山里志
西松建設株企画技術部 仲松宇大

1. はじめに

琉球石灰岩層を主体とする中硬質地盤において柱列式連続壁工法 (SMW 工法) で地下止水壁を構築する場合、施工性を確保するために大量の削孔液が用いられ、それに伴い大量の工事用水を使用するとともに排泥が発生する。そのため地下ダム建設工事では、貴重な水の確保ならびに排泥の処分が課題となっている。

近年、削孔液の流動性を向上させる混和剤を用いた排泥抑制工法が開発され、一般の地盤においては採用実績が増えてきており、地下ダム工事への適用が期待される。また、排泥・残土をリサイクルする方法についての検討も重要と考える。

本報は、琉球石灰岩層を主体とする地盤において新混和剤を用いた排泥抑制工法の実証試験施工を行い、排泥低減効果を確認したほか、排泥を分級・再利用する方法の検討実験の結果について報告するものである。

2. 排泥抑制工法の実証試験

1) 排泥抑制工法の概要

本工法は、混和剤を添加した削孔液を用いて削孔内の流動性を向上させ、注入液の使用量、および排泥発生量の削減を図る柱列式連続壁工法である。

表-1 混和剤の特性

	A剤 (液体)	B剤 (粉末)
成分	ポリカルボン酸塩	無機化合物
特徴・効果	セメント・土粒子の分散 凝結遅延性	土粒子の分散効果 凝結促進効果

表-2 削孔液の配合比較表 (対象土 1m³当たり) 単位: kg

		調整スケープ	フライアッシュ	ペントナイト	水	A 剤	B 剤	計画注入率
先行削孔 I 液	従来工法	109.3	35.1	17.2	576.1	—	—	67.3 %
	排泥抑制工法	54.3	17.6	8.6	288.0	1.0	2.0	32.0 %
三軸削孔 I' 液	従来工法 (先行, 後行で共通)	172.5	31.8	11.9	715.3	—	—	79.4 %
	排泥 抑制 工法	86.2	15.9	6.0	357.7	5.0	10.0	40.5 %
	先行エメント	86.2	15.9	6.0	357.7	12.0	6.0	40.9 %

* 計画注入率は、対象地山 1m³に対する注入量の割合

混和剤には表-1 に示す 2 種類の高性能分散剤 (A 剤、B 剤) を使用する。排泥抑制工法と従来工法の削孔液の配合比較を表-2 に示す。同配合は、室内試験練りにて決定したものであり、従来配合に比べ、使用水量、注入率が 50 ~ 60% に減らした配合となる。

2) 試験施工の概要

試験施工は、沖縄県島尻郡久米島町カンジン地区にて施工中の地下ダム工事現場内で実施した。

対象地盤の地質は、GL から深さ 12m までが砂礫状の石灰岩、12m 以深は塊状・角礫状の石灰岩からなる。

表-3 試験施工の内容

	排泥抑制 工法	従来工法
施工深度	30.6m	6.6m
先行削孔工	4 本	4 本
三軸施工	3 エメント	3 エメント

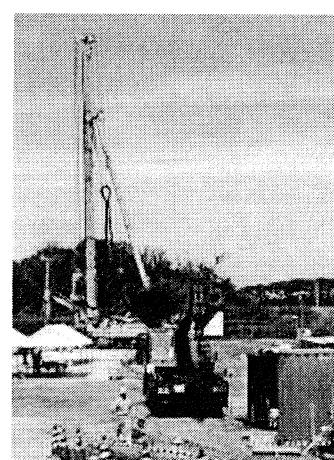


写真-1 試験状況 (全景)

排泥抑制工法と従来工法でそれぞれ表-3、図-1に示す施工を行い、注入率、排泥量、施工性、削孔抵抗、排泥の性状、止水壁性能を確認した。排泥量の測定は、排泥を箱型ダンプに積み込み、排泥天端高さを検尺した。

3) 試験結果

①注入率と排泥量

各工法における注入率と排泥量の測定結果を表-4に示す。

排泥抑制工法は概ね計画した注入率で施工でき、従来工法と比べて削孔液の注入率を約50%、排泥量を約60%に低減できることが確認された。

表-4 注入率および排泥量(柱体1本当たり)

		従来工法		排泥抑制工法		抑制/従来	
		先行削孔	三軸施工	先行削孔	三軸施工	先行削孔	三軸施工
削孔体積 (m ³)		1.866	4.02	8.652	20.1	—	—
削孔注入率 (%)	計画	67.3	79.4	32.0	40.5	48 %	51 %
	実施	75.2	94.3	40.2	43.3	53 %	46 %
排泥量 (m ³ /対象土 1m ³)		0.447	1.174	0.278	0.719	62 %	61 %

②施工性

削孔抵抗として減速機の電流値を測定した結果を図-2に示す。排泥抑制工法の削孔抵抗(電流値)は、従来工法と同等の200~300Aであった。また、排泥抑制工法における排泥の流動性(シリンダーフロー値)は、従来工法と同等の300~400mm程度であり、排泥の性状はほぼ同等であった。

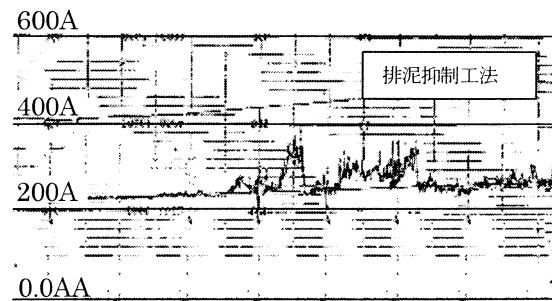
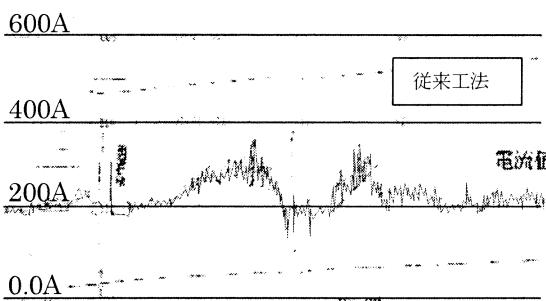


図-2 減速機電流値による削孔抵抗(先行削孔)

目視においても削孔状況に特に問題はなく、施工サイクルタイムも従来工法と同程度であった。このように排泥抑制工法は削孔液の配合水量、注入率を低減しても施工性は従来工法と同様に良好であったことが確認できた。

③止水壁性能

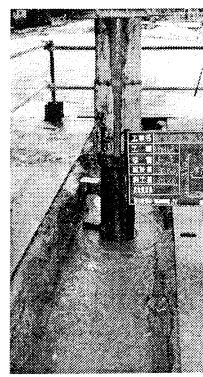
三軸施工の引上げ時に注入する固化液(II液)は、従来工法と排泥抑制工法で同じ配合とした。固化液の配合を表-5に示す。

表-5 固化液(II液)の配合(対象土 1m³当たり) 単位:kg

普通セメント	膨張材	ペントナイト	SK-20	水	計画注入率
172.5	14.5	5.7	0.57	187.2	24.9 %



従来工法



排泥抑制工法

写真-2 削孔状況

止水壁固化後の性能として、一軸圧縮強度と透水試験の結果を表-6に示す。

材令28日の圧縮強度は、 2.4N/mm^2 、透水係数は $1 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ 以下で従来工法と同程度であり、所要の品質が得られることが確認された。

以上の①～③の試験施工の結果から、混和剤を用いた排泥抑制工法(ECO-MW工法)が琉球石灰岩の地盤に対しても適用でき、使用水量ならびに排泥量の削減に有効であることが確認された。排泥量は従来工法よりも6割程度低減できることから、排泥処分費の縮減につながるものと考える。

3. 排泥の分級・再利用の検討実験

1) 検討目的

削孔時に発生する排泥は、現地にて利用できない場合、産業廃棄物として処分される。この産廃処分量の縮減を図る方法として、排泥を粗粒分と細粒分液に機械的に分級し、各々を再利用することが考えられる。そこで、排泥の分級、および再利用に関する基礎データの取得を目的として、排泥性状、および分級後の性状について試験調査した。再利用方法の概要を図-3に示す。

2) 排泥の性状

従来工法および排泥抑制工法における排泥の性状比較を表-7、粒度分布を図-4に示す。

排泥の比重は、従来工法で約1.3～1.6程度、排泥抑制工法で約1.4～1.9程度と若干高く、排泥のフローアルベート値は、排泥抑制工法で多少低くなる傾向にある。また、先行削孔時、三軸削孔時の排泥性状については、両工法とも先行削孔時に比べて三軸削孔時の排泥の比重が高く。粒度分布より、砂分含有率は先行削孔時の排泥で10%前後、三軸削孔時の排泥で30%前後と違いが見られた。

3) 分級試験

分級プラントの仕様検討の基礎データを得るために、土質試験用のふるい等を使用した分級試験を行った。振動ふるいやサイクロンなどの装置を想定して、 2mm および 0.5mm のふるいの分級と、 $75\mu\text{m}$ 前後を沈降分級することにより分級試験を行った。分級性の良否は目視により判定した分級試験結果を表-8、分級後の細粒分泥水と粗粒分の割合を図-5に示す。

表-6 排泥抑制工法の止水壁性能

項目	材令	先行エレメント		後行エレメント		所要品質
		GL-6m	GL-10m	GL-16m		
圧縮強度 (N/mm^2)	7日	1.10	1.20	1.50		
	28日	2.45	2.43	2.47	1.0N/mm^2 以上	
透水係数 (cm/s)	28日	3.0E-08	4.4E-08	9.3E-08	$1 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 以下	

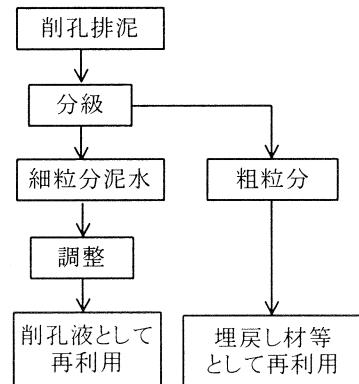


図-3 排泥の再利用の方法

表-7 排泥性状の比較表

比 重	従来工法		排泥抑制工法	
	先行削孔	三軸削孔		先行削孔
		先行エレメント	後行エレメント	
1.27～1.38		1.42～1.62	1.373	1.39～1.93
シリンダーフロー (mm)	390～400以上	360	400以上	260～400以上
pH	10.5～11.5	11.0	11.5	11.5～12.0
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.630	2.643	2.581	2.698
粒度	礫分	0	0	0
組成 (%)	砂分	9.1	27.9	4.4
	シルト・粘土分	90.9	72.1	88.0
			95.6	66.3
				67.5
				1.66
				325
				2.649
				33.7
				32.2

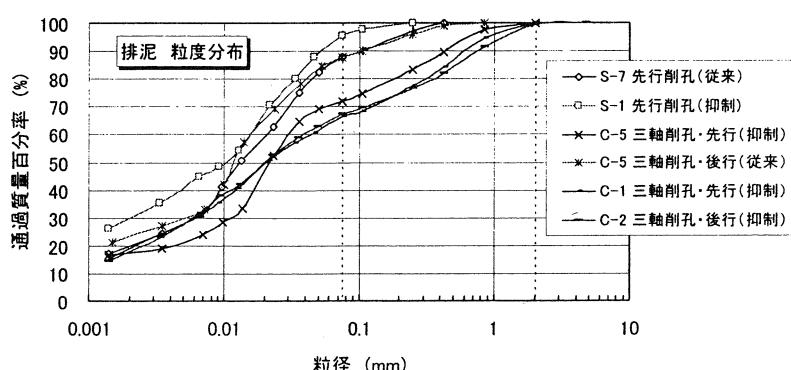


図-4 排泥の粒度分布

その結果、従来工法の先行削孔排泥は比較的分級しやすいが、排泥比重が大きい三軸削孔や排泥抑制工法では細かいサイズの分級がやや難しくなる。これは事前加水により対応可能である。また、加水分級した方が図-5に示すように細粒分の付着が少なくなる。これらの結果から、脱水スクリーンとサイクロンとの組み合わせにより、0.1~2.0mm程度のサイズで分級が可能と考える。

4) 再利用の検討

①粗粒分の再利用

排泥を加水し、分級して得られた粗粒分は、砂礫に付着する細粒分が少なく、含水比w=20~40%程度の状態で得られた。分離した砂礫分の性状から判断して、埋戻し材や路床材等としての有効活用が考えられる。

②細粒分排泥の再利用

分級排泥を先行削孔液(I液)として利用する場合について検討した。排泥を加水し分級して得られた75μm以下の排泥(分級排泥)の性状を表-9に示す。また、通常の先行削孔液(I液の新液)と分級排泥を混合した削孔液(混合削孔液)の混合割合と性状、およびその混合削孔液を先行削孔液に使用した場合を想定し、混合液と地山土、I液、II液を混練した固化体の圧縮強度を表-10に示す。

混合液の比重と粘性(Pロート値)は、混合割合によらずほぼ一定であった。圧縮強度については、分級した排泥の割合が多いと強度が低下する傾向が確認された。このことから、止水壁体の品質を確保するには適量の削孔液と混合する方法をとれば再利用の可能性があることが示唆された。

4. おわりに

今回の排泥抑制・再利用に関する実証施工実験において以下のことが確認できた。

- ・琉球石灰岩を主体とする地盤に対しても新混和剤を用いた削孔液が適用できる。
- ・地盤状態によって多少異なると想定されるが、混和剤を用いた排泥抑制工法により削孔液の使用量を約半分にすることことができ、これに伴い工事用水量および排泥量を削減できる。
- ・排泥を分級し、粗粒分と細粒分に分離することにより、粗粒分は埋め戻し材等として利用でき、細粒分については削孔液として再利用できる可能性がある。

したがって、混和剤を用いた排泥抑制工法、または分級・再利用工法を用いることによって、発生する排泥(産業廃棄物)を削減でき、環境負荷低減に貢献できるものと考える。

最後に、今回の実験に対して試験ヤードの提供と実施の了承をいただいた沖縄県農林水産部南部農林土木事務所、ならびに実験に協力いただいたECO-MW工法協会の各位に深く感謝いたします。

表-8 排泥の分級試験結果

事前調整の有無	分級サイズと分級方法	従来工法		排泥抑制工法	
		先行削孔	三軸削孔	先行削孔	三軸削孔
加水なし	排泥試料の比重	1.27~1.3	1.37~1.42	1.56	1.61~1.66
	2mm(ふるい)	良	良	良	良
	0.5mm(ふるい)	良	やや良	やや難	やや難
加水有り*	75μm(沈降分級)	やや難	難	難	難
	2mm(ふるい)	良	良	良	良
	0.5mm(ふるい)	良	良	良	良
加水有り*	75μm(沈降分級)	やや良	良	良	良

*加水は排泥量:加水量=1:1の割合で混合攪拌した。

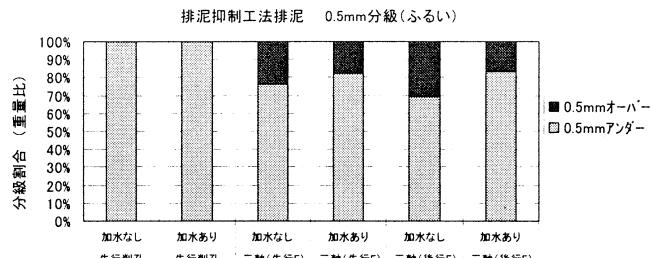


図-5 分級後の細粒分泥水と粗粒分の割合

表-9 75μm以下に分級した排泥の性状(加水あり)

	比重	粘性(Pロート)	pH
従来工法	先行削孔	1.26	9.06秒
	三軸削孔	1.18	8.87秒
排泥抑制工法	先行削孔	1.29	8.79秒
	三軸削孔	1.14	9.00秒
削孔液の管理値		1.2程度	8.5秒程度
		11.5程度	

表-10 混合削孔液(新液+分級排泥)の混合割合と性状(排泥抑制工法)

混合割合	比重	粘性(Pロート)(秒)	圧縮強度(N/mm ²)
新液75:再利用液25	1.176	8.71	3.07
新液50:再利用液50	1.202	8.78	2.29
新液25:再利用液75	1.228	8.85	1.74
新液0:再利用液100	1.285	8.79	1.37

13 石炭灰を利用した低品質土の改良効果について

大永建設（株） ○ 与那原 利行
琉球大学環境建設工学科 原 久夫
琉球大学環境建設工学科学生 名嘉眞 悠

1. はじめに

沖縄県では、電力エネルギーの需要拡大により石炭火力発電所の稼働率が高まっている。それに伴い発電所から排出される石炭灰の量は増加の一途にあり、そのリサイクルの必要性が産業界・一般社会から要望されている。このような社会的背景から、石炭灰を利用した低品質土改良材としての力学特性を確認する予備実験を行った。加えて、今回の実験で得られた試験結果を用いて改良土と改良材の要因の相関性の解析を、重回帰分析により行った。

2. 試験に用いた材料

（1）低品質土の材料特性

低品質土の試料は島尻泥岩強風化土を 2.0 mm フルイにより選別し、同フルイを通過した土を用いた。また、対象となる石炭灰は金武火力発電所から排出された標準灰を用いた。なお、同灰は燃焼効率の向上を図るために数種類の石炭を混合した燃焼灰である。これらの材料の物理的特性を物理試験により求めた結果を表 2-1 と図 2-1 に示すが、表 2-1 より低品質土はシルト分粒径が 90% 以上の土となっていた。また、混合灰も同様にシルト分粒径が約 95% の灰となっていた。

（2）硬化材と添加材

硬化材には土とセメントとの水和硬化が期待できる低価格の普通ポルトランドセメントを使用した。また、添加材としては木材等から抽出して作られたリグニン酸スルホン塩の希釀液を用いた。リグニンは木質の中の主成分であり、他の主成分である纖維質セルロースを固定化する役割を果たしている。このことから土の改良硬化補助の役割として採用した。

3. 試験配合および試験結果

（1）試験配合

試験に使用する材料の配合は、低改良強度を目的とした FGC 深層混合処理工法の技術マニュアルを参考にして表 3-1 のように設定した。また、改良後の各要因の相関を定量的に検討する目的で、表 3-2 の換算添加率表も同時に求めた。

表2-1(1) 低品質土の物理的特性

項目	採取土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.228
調整含水比 w_0 (%)	70.1
礫分 2mm 以上 (%)	0
砂分 75 μ m ~ 2mr (%)	4.0
シルト分 5 μ m ~ 7 (%)	92.1
粘土分 5 μ m 未満 (%)	3.9

表2-1(2) 石炭灰の物理的特性

項目	混合灰
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.663
砂分 75 μ m ~ 2mr (%)	1.3
シルト分 5 μ m ~ 7 (%)	94.7
粘土分 5 μ m 未満 (%)	4.0
平均粒径 D_{50} (%)	0.019

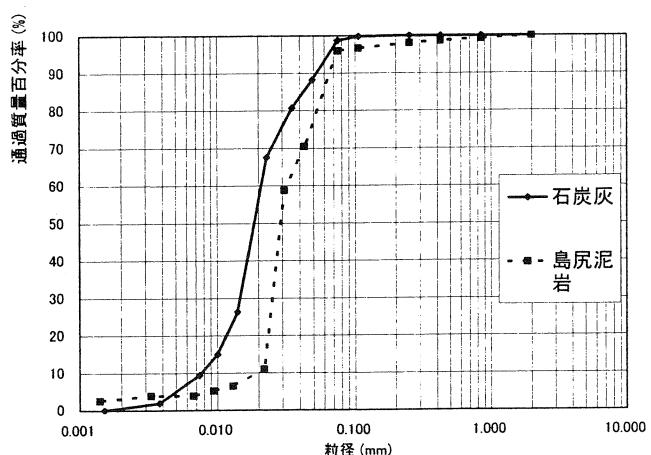


図2-1 粒径加積曲線図

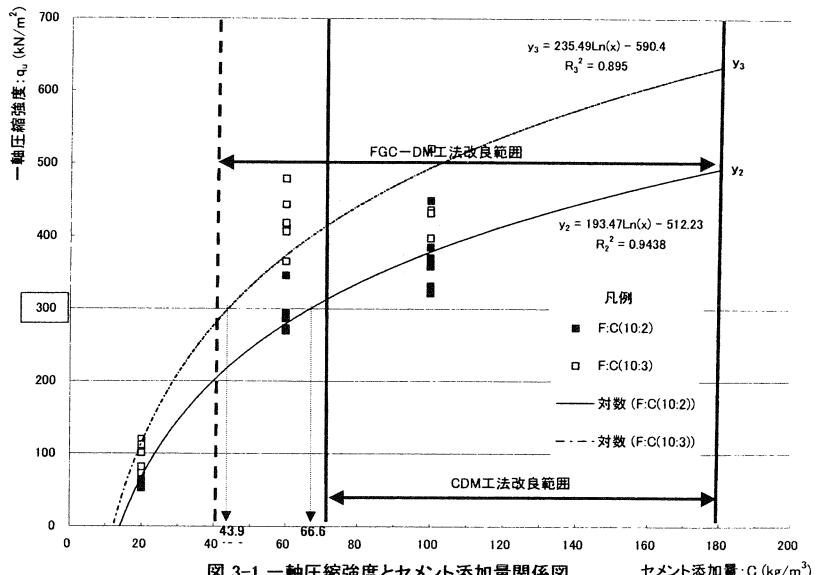
表3-1 試験配合表

No.	配合比 F:C (%)	水・粉体比 W/(F+C) (%)	スラリー安定材				改良土				一軸圧縮強度(7日)				備考
			F (g)	C (g)	R (ml)	W (ml)	含水比 w ₀ (%)	換算添加率 F/m _s (%)	C/m _s (%)	R/m _s (%)	含水比 w ₃ (%)	q _{u1} (kN/m ²)	q _{u2} (kN/m ²)	平均値 q _u (kN/m ²)	
1	1-4	100	50	10	0.600	60	72.4	11.726	2.345	0.141	58.7	52.4	—	52.4	No.1-9は対象外とする。
	1-5		150	30	1.800	180	76.9	35.178	7.036	0.422	62.3	345.9	287.0	316.5	
	1-6		250	50	3.000	300	78.9	58.630	11.726	0.704	57.2	448.8	369.9	409.4	
	1-7		25	10	0.350	35	71.0	5.863	2.345	0.082	52.2	119.3	111.8	115.6	
	1-8		75	30	1.050	105	72.8	17.589	7.036	0.246	55.9	365.4	412.2	388.8	
2	1-9	100	125	50	1.750	175	83.3	29.315	11.726	0.410	63.9	349.4	324.1	336.8	No.1-9は対象外とする。
	2-4		50	10	0.300	60	73.5	11.726	2.345	0.070	58.5	69.7	69.7	69.7	
	2-5		150	30	0.900	180	78.3	35.178	7.036	0.211	64.1	292.3	294.3	293.3	
	2-6		250	50	1.500	300	81.8	58.630	11.726	0.352	67.4	359.0	321.8	340.4	
	2-7		25	10	0.175	35	71.1	5.863	2.345	0.041	56.6	72.6	81.4	77.0	
3	2-8	100	75	30	0.525	105	74.2	17.589	7.036	0.123	58.0	406.1	417.9	412.0	No.1-9は対象外とする。
	2-9		125	50	0.875	175	76.6	29.315	11.726	0.205	61.4	435.6	397.3	416.5	
	3-4		50	10	0.150	60	74.8	11.726	2.345	0.035	59.4	57.5	61.1	59.3	
	3-5		150	30	0.450	180	78.1	35.178	7.036	0.106	67.1	272.9	270.0	271.5	
	3-6		250	50	0.750	300	80.8	58.630	11.726	0.176	65.6	331.6	384.6	358.1	
3	3-7	100	25	10	0.088	35	72.1	5.863	2.345	0.021	55.5	101.0	—	101.0	No.1-9は対象外とする。
	3-8		75	30	0.263	105	74.1	17.589	7.036	0.062	58.8	478.7	443.4	461.1	
	3-9		125	50	0.438	175	77.7	29.315	11.726	0.103	61.3	519.9	431.6	475.8	

(2) 試験の結果等

1) 改良に必要なセメント添加量

前述の配合を基にして一軸圧縮強度(7日養生のq_u値)試験を行い、セメント添加量Cとq_uとの相関を求めた。その結果を図3-1に示す。図から目標強度値q_u=300kN/m²を確保するのに必要なC値は、F:C=10:2のケースにおいてC₂=66.6 kg/m³、およびF:C=10:4はC₃=43.9 kg/m³となり、共にFGC-DM工法の範囲にあることが分かった。



2) 試験結果の重回帰分析

q_u値と改良材の要因による相関を重回帰分析にて検討を行った。同分析法は、下記の(3-1)式に示す一次多項式を用いて各種要因とq_u値の特性を定量的に表す予測法である。また、式の相関性の良否は決定係数R²、要因の影響力は偏回帰係数b_iで表現できる利点がある。

$$y = b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + \dots + b_i \cdot x_i + b_0 \quad \text{(3-1) 式}$$

ここに、y : 目的変数 (q_u値等)

x_i : 説明変数 (各要因)

b_i : 偏回帰係数 (影響力)

3) 改良強度の推定式

試験で得た 49 個のデーターのうち、配合比 $F : C = 10 : 2$ の場合のデーター 17 個を用いた重回帰分析を行った。結果を表 3-3 に示すが、 R^2 が 0.8 以上と高い決定係数値が得られた。このことから、今回の試験結果を基にした改良後の q_u 値を推定する式を次の (3-2) 式に示す。

$$q_u = 27.896 \times C/ms + 119.179 \times R/ms + 18.217 \quad \dots \dots \dots \quad (3-2) \text{ 式}$$

ここに、 q_u : 改良後の一軸圧縮強度値(KN/m^2)

C/ms : セメント添加率(低品質土に対する質量比%)

R/ms : リグニン液添加率(低品質土に対する質量比%)

なお、推定式では適正な説明変数の選択および、単相関係数に対する重相関係数の符号逆転(多重共生性)のチェックの必要性から単相関係数も同時に求め、表 3-4 に参考として示した。

表 3-3 (1) 重回帰分析結果の概要

回帰統計	
重相関 R	0.94230987
重決定 R^2	0.8879479
補正 R^2	0.87194046
標準誤差	47.9832832
観測数	17

表 3-3 (2) 分散分析表

	自由度	変動	分散	観測された分散比	有意 F
回帰	2	255432.0822	127716.0411	55.47094	2.21789E-07
残差	14	32233.5366	2302.395471		
合計	16	287665.6188			

表 3-3 (3) 重回帰分析結果

	係数	標準誤差	t	P-値	下限 95%	上限 95%	単相関	符号チェック
切片	18.2167304	25.448859	0.71581719	0.4858729	-36.36569132	72.79915209		
R/ms (%)	119.17852	75.843516	1.57137384	0.1384165	-43.48979107	281.846824	0.7237919	○
C/ms (%)	27.895666	4.1360745	6.74447858	9.403E-06	19.0246603	36.76667101	0.9317644	○

表 3-4 単相関結果

	q_u 値 (KN/m^2)	含水比 W_o (%)	R/ms (%)	C/ms (%)	備考
q_u 値 (KN/m^2)	1	0.8620427	0.7237919	0.9317644	
含水比 W_o (%)	0.8620427181	1	0.4393797	0.9379474	
R/ms (%)	0.7237918841	0.4393797	1	0.6639796	
C/ms (%)	0.9317644471	0.9379474	0.6639796	1	

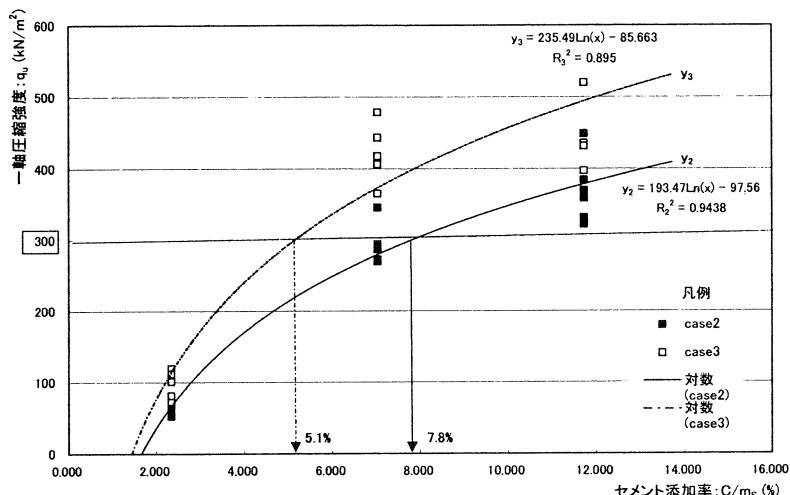


図 3-2 一軸圧縮強度とセメント添加率の関係

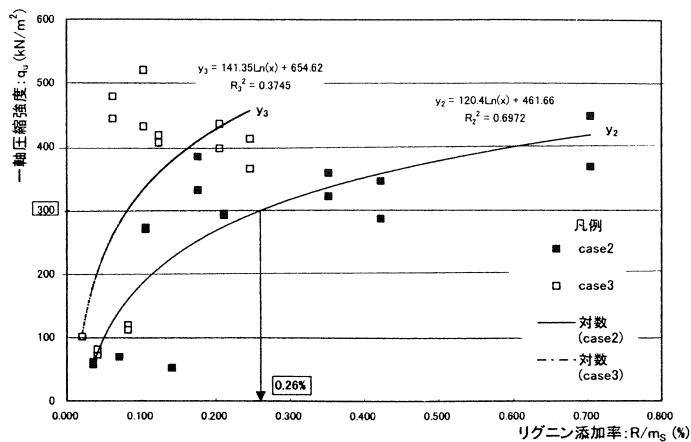


図 3-3 一軸圧縮強度とリグニン添加率の関係

4. まとめ

今回の予備試験における結果をまとめると以下のようになる。

- ① 改良目標強度 $q_u = 300 \text{ KN/m}^2$ を確保するのに必要なセメントの添加量 C と添加率 C/ms は $F : C = 10 : 2$ の場合が $C_2 = 66.6 \text{ kg}/\text{m}^3$ および $C/ms = 7.8\%$ である。また、 $F : C = 10 : 4$ の場合は $C_3 = 43.9 \text{ kg}/\text{m}^3$ および $C/ms = 5.1\%$ となる。
- ② 添加材としてのリグニン液の添加率 R/ms は、単相関分析等により $F : C = 10 : 2$ のケースのみが相関性が良く、かつ、 $q_u = 300 \text{ KN/m}^2$ に対して $R/ms = 0.26\%$ の値となった。
- ③ 試料作成時において、石炭灰をセメントとの配合($F : C$)を一定にして低品質土と混合したことから、単相関の結果で石炭灰の相関値がセメントの値と同一となった。よって、今回の解析では石炭灰の影響を分析することができなかった。
- ④ 今後予定している本試験では、石炭灰の影響も分析する必要がある。その手法として各要因間の交互作用を考慮できる「実験計画法」により試験配合を設定する。また、改良後の石炭灰・セメントからの溶出が予想される有害物質の溶出分析試験も併せて行う必要がある。

5. おわりに

今回の報告は、琉球大学との産学協同研究により実施した予備試験結果の中間報告である。今後は引き続き本試験を行い、改良土の各種要因間の相互作用を解明するつもりでいる。なお、今回の分析を行うに当たり琉球大学の原 久夫先生から多大な助言を頂いた。また、実験データーの整理では同大学の学生 名嘉眞 悠 君に協力してもらった。ここに紙面を借りて感謝の意を記します。

参考文献

- ・地盤環境工学の新しい視点 建設発生土類の有効活用 松尾稔・本木勇助 編著 技報堂出版 1999.4
- ・沿岸開発技術ライブライ一 No.15 「FGC 深層混合処理工法技術マニュアル」—フライアッシュを用いた軟弱地盤改良工法— (財) 沿岸開発技術センター 2002.12
- ・セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第二版) 技報堂出版 1994.8
- ・Excelで学ぶ多変量解析入門 菅 民朗 著 オーム社 2004.6

沖縄地盤工学会会員

顧問	上原 方成	上原地盤工学研究所
	新城 俊也	琉球大学農学部
	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	原 久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤 進	琉球大学工学部
	赤木 知之	琉球大学工学部
	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
会員	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	川崎 祐子	(社)沖縄建設弘済会
	喜納 源太	岡三リビック(株)
	知念 洋一郎	(株)大富建設コンサルタント
	新垣 健二	(株)沖縄建設技研
	屋良 隆司	(株)沖縄建設技研
	砂川 尚之	(株)日興建設コンサルタント
	平良 聰	(株)沖技
	高久 和彦	大和探査(株)
	波平 恭宏	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
	与那嶺 満	応用地質(株)
	島袋 真希	(株)大富建設コンサルタント
	我那覇 亮次	(株)中央建設コンサルタント
	石井 正	パシフィックコンサルタンツ(株)

広 告 目 次

会 社 名

(株) 朝日建設コンサルタント	1
(株) アジア測量設計	1
(株) 岩下建技コンサルタント	1
宇部マテリアルズ(株)	2
応用地質(株)	2
(株) 大富建設コンサルタント	2
岡三リビック(株)	3
(株) 沖技	3
(資) 沖土質コンサルタント	3
(株) 沖縄建設技研	4
(有) 沖縄地盤調査	4
(株) 沖縄土木設計コンサルタント	4
沖縄地質調査業協会	5
(株) 沖縄物理探査	6
奥村組土木興業(株)	6
基礎地盤コンサルタント(株)	6
(株) 協和建設コンサルタント	7
(株) 京和土建	7
錦城護謨(株)	7
(株) 国建	8
(株) 芝岩エンジニアリング	8
上城技術情報(株)	8
(株) 白石	9
新構造技術(株)	9
(株) 誠研舎	9
(株) ソイル	10
(株) 大東エンジニアリング	10
(株) 中央建設コンサルタント	10
蝶理(株), (資) 導プランニング	11
(株) 東京ソイルリサーチ	11
(株) 南城技術開発	11
(株) 日興建設コンサルタント	12
(株) 不動建設	12
(株) ホープ設計	12
三井化学産資(株)	13
リウコン(株)	13
(株) ワールド設計, (株) 海邦技研	13

営業種目 { 土木に関する企画・調査・測量・設計
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

代表取締役会長 友利徹夫 代表取締役社長 島田信明
専務取締役 比嘉武光 技術顧問 野里耕正

〒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

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



株式会社アジア測量設計

代表取締役社長 松川清康
専務取締役 親川勇

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

登録部門 { ●建設コンサルタント(建10) 第6410号・測量業第6・10745号
●地質調査業(質14) 第1712号・補償コンサルタント(補11) 第2600号
●土壤汚染状況調査環境大臣指定 環2003-1-739



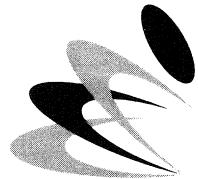
株式会社岩下建技コンサルタント

取締役会長 下地巖 代表取締役 仲本政功
専務取締役 長堂嘉光 相談役 亀浜勇吉

本社 沖縄県浦添市前田1529-1 宮古支店 沖縄県平良市久貝1076-7
〒901-2102 電話 (098)879-6489(代) 〒901-2102 電話/FAX (0980)72-6906
FAX (098)877-0478

石灰、セメント系地盤改良材グリーンライム

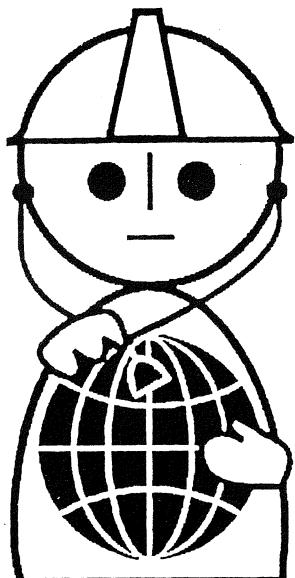
盛土補強、地盤安定用ジオグリット テンサー
発砲スチロールブロック軽量盛土工法 E P S 土木工法
(三菱化学グループ製品特約店)



宇部マテリアルズ株式会社

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡ください。

山口販売部／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL 0837 (52) 0178
沖縄連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL 098 (861) 1950
(沖阪産業株建材部)



地球のお医者さん

OYO

応用地質株式会社 沖縄営業所

〒900-0025 那覇市壺川三丁目2番地6
TEL 098-855-3515 FAX 098-855-3530



株式会社大富建設コンサルタント

代表取締役社長 比嘉一郎

取締役常務 国吉真孝

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



土木資材、新工法のパイオニア

ソフトなハードワーカー

岡三リビック株式会社 沖縄営業所

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地

TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

【景観商品】

- ・ロックキーステージ(人工岩)
- ・セラミックタイル
- ・モニュメント

【盛土工法】

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

【軟素材】

- ・CPドレーン(繊維透水管)
- ・ローマット
- (湿润ベントナイトシート)
- ・ファブリフォーム(布製型枠)

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理・補償



株式会社 沖 技

代表取締役会長 小 波 藏 政 良
代表取締役社長 兼 城 昇
専務取締役 照 屋 義 明

沖縄県浦添市勢理客4丁目17番11号(リウエンリースビル4F)
TEL (098) 878-6575 TEL (098) 876-7408

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

建設コンサルタント業 (11)-6592号
建設大臣登録 測 量 業 (9)-4599号
地 質 調 査 業 (14)-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四丁目21番6号 電話 (098)877-4583・879-4470

～自然に優しく 未来を見つめて～

ISO9001
認証取得

営業種目 { 測量業務、地質調査業務
建設コンサルタント業務



株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長
技 術 士 砂川 徹 男
常務取締役 金城 真 明

専務取締役 富田 清
取締役 粟国 明

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号
TEL 098-876-4805 FAX 098-878-7230

国土交通省登録業者
地質調査業(質)15第2077号・測量業第(1)28705号

OK (有)沖縄地盤調査

●土質試験 ●地質調査 ●磁気探査 ●測量 ●土木設計 ●施工管理 ●環境汚染対策調査
地中の謎を解き、地域に貢献します。

代表取締役 仲嶺 茂
専務取締役 田港 朝博 取締役土質部長 与那城 健
取締役技術部長 兼本 健二 統括技術責任者 祝嶺 春一
本社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL(098)936-9955
事業部 〒904-2172 沖縄県沖縄市泡瀬1-2-28 TEL(098)938-2226

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計コンサルタント協会会員
登録部門
建設コンサルタント(建11) 第6635号
測量業(7) 第7313号
地質調査業(質) 12第1879号

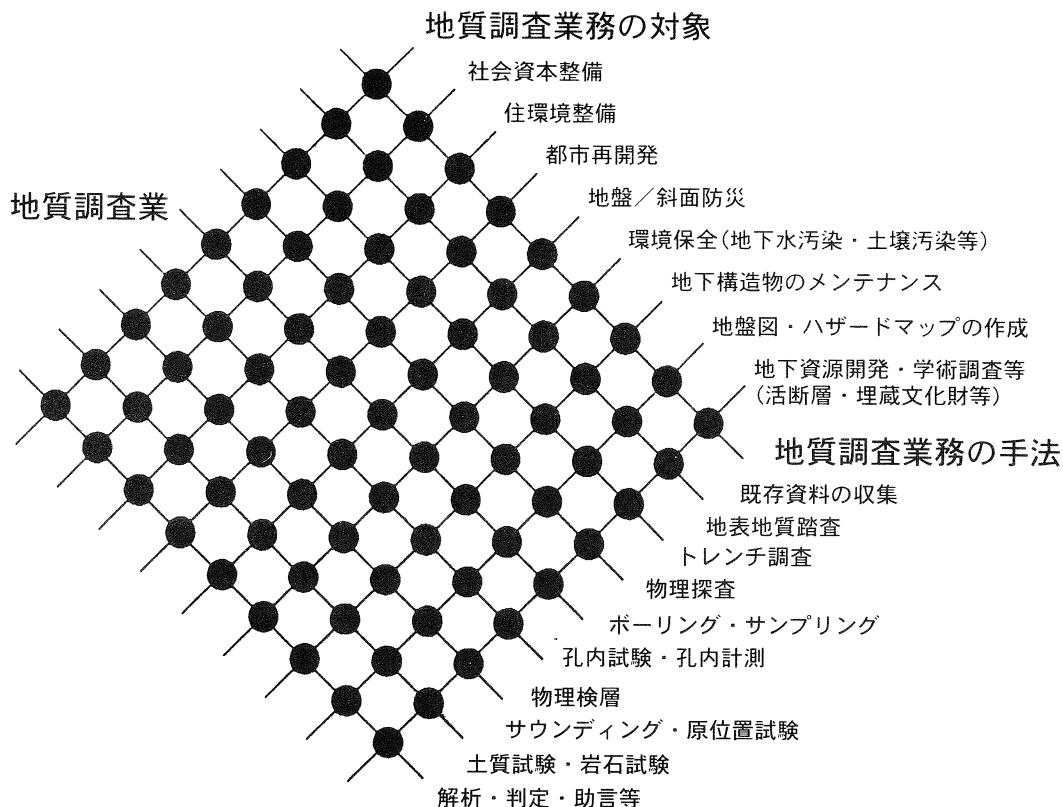


株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

顧問 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2-54-2
☎ (098) 877-4634
FAX (098) 876-0759

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

〒900-0032 沖縄県那覇市松山2-1-12 玉キ米屋第1ビル402号
電話 (098) 951-0503 · FAX (098) 951-0501

- | | |
|-----------------------|--------------------|
| (株) 岩下建設コンサルタント | (株) 新生建設コンサルタント |
| 応用地質 (株) 沖縄営業所 | (資) 新藤土質調査 |
| (株) 大富建設コンサルタント | (株) 大洋土木コンサルタント |
| (有) 大知企画コンサルタント | 大和探査技術 (株) 沖縄営業所 |
| (株) 沖 縄 技 | (株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所 |
| 沖縄基礎 (株) | (株) 南城技術開発 |
| (株) 沖縄土木設計コンサルタント | (株) ニーズエンジニアリング |
| 基礎地盤コンサルタント (株) 沖縄営業所 | (株) ニチボー沖縄支店 |
| (株) 協和建設コンサルタント | (株) 日興建設コンサルタント |
| 琉球建設コンサルタント (株) | |

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

建設省登録測量第(5)-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

E-mail ogp-cho-sa@yacht.ocn.ne.jp



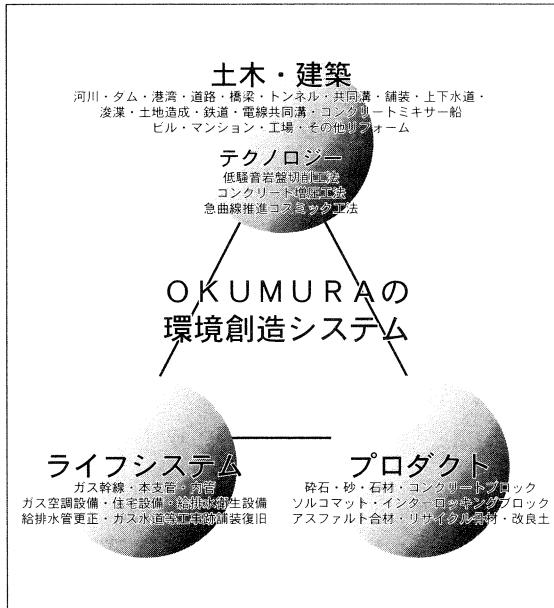
奥村組土木興業株式会社

本社

〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号
TEL. 06-6572-5301(代表)
<http://www.okumuradbk.co.jp>

支店・営業所

東京・仙台・千葉・横浜・名古屋・京都・神戸・姫路
奈良・堺・和歌山・高松・広島・その他



コスト縮減はまず地盤から！！

コスト縮減は、地盤の有する力を生かさないと、進みません
(地盤の有する力を)的確に評価する、ノウハウを提供します

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

九州支社長 中嶋 幸房
技術部長 田上 裕

技師長 森 弘光
沖縄事務所長 夏目 隆弘

沖縄事務所 〒901-2127 沖縄県浦添市屋富祖1丁目6番1号(マリコビル1F)

TEL: 098-942-0640 FAX: 098-942-0641

九州支社 〒814-0022 福岡県福岡市早良区原2丁目16番7号
TEL: 092-831-2511 FAX: 092-822-2393

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



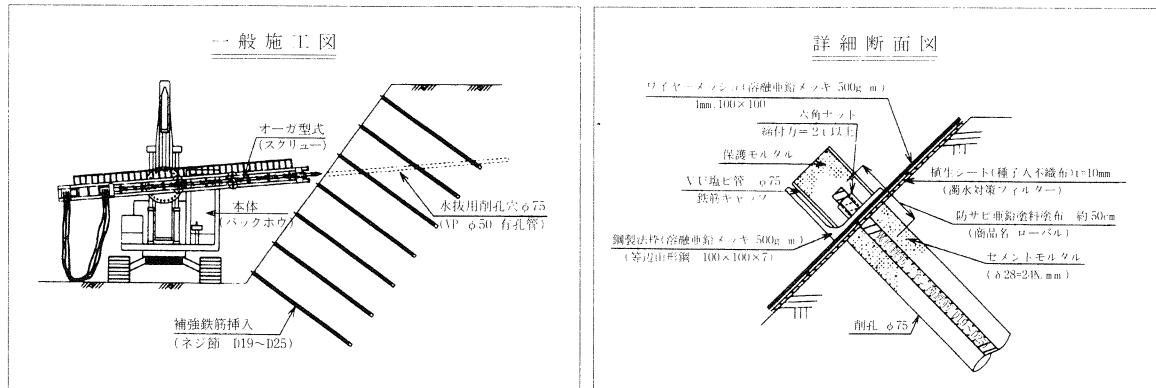
株式会社 協和建設コンサルタント

取締役会長 東憲六
代表取締役社長 江間樹
取締役相談役 正定雄
常務取締役 島袋村起三郎

浦添市仲間1丁目22番7号

電話 (098)879-5016

「補強筋法枠工」はコスト縮減・工期短縮・長期安定・景観保持に優れた法面保護工です



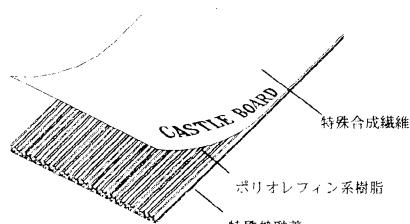
法面に挿入した補強鉄筋に鋼製法枠を組み合わせ、六角ナットで締め付け(20kgf·m)擬似荷重により、鋼製法枠の軽さを補い、2トンの自重を負荷した状態で法面を安定させます。

※安定計算は『日本道路公団』平成10年度刊「切土補強土工法設計・施工要領」による。

(株)京和土建 沖縄県那覇市識名290の21 TEL098-834-5143 FAX098-853-3865

プラスチックドレーン工法 キャッスルボード

大深度施工実績
中城湾地盤改良工事



株式会社 南興

〒903-0804 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (098) 884-2574㈹
FAX (098) 886-2512



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
TEL0729(92)2321~9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL03(3433)2631~3 (新橋森ビル4F)

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
環境調査
都市・地方計画
住宅相談
リゾート開発計画



株式会社 国 建

<http://www.kuniken.co.jp>

本 社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL(098)862-1106(代)
東京事務所 〒101-0046 東京都千代田区神田多町2-1 TEL(03)5298-5051(代)

営業種目：建設コンサルタント業務・測量業務・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 上地竹芝(土木) 3期 代表取締役 与那覇強

取締役 友利龍夫(土木) 14期 技術部次長 知花悟(土木) 20期

技術部設計3課長 崎濱秀治(土木) 21期 技術部設計3課 平地博愛(土木) 37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

建設コンサルタント

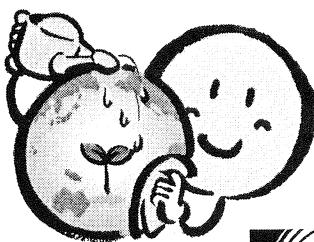


上城技術情報株式会社

代表取締役 宮城富夫

〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号

TEL (098) 870-2227(代) FAX (098) 870-2230



地球にスマイル

きっと技術でかなえられる。優しさの環境創造企業。



株式会社白石

沖縄営業所 〒901-2125 沖縄県浦添市仲西1-3-25

電話 098-874-5591

九州支店 〒810-0041 福岡県福岡市中央区大名2-12-12

電話 092-751-1437

本社 〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-14

電話 03-3253-9111 URL:<http://www.shiraishi.com>

－建設コンサルタント－

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

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



新構造技術株式会社

代表取締役社長 技術士 曽川文次 九州支店長 宮崎暢隆

本社：〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目42番20号(住友不動産亀戸ビル)
電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九州支店：〒812-0012 福岡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

沖縄営業所：〒900-0015 那覇市久茂地1丁目7番1号(琉球リース総合ビル)
電話 098(941)1509 FAX 098(861)2792

営業品目

土質・地質・岩石力学試験機の製造販売・研究開発
主たる機種・土の物理試験器具・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
貫入試験機・コアキヤツチヤー式サンドサンプラー



株式会社誠研舎

取締役会長 伊藤政雄 代表取締役社長 西山道夫

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

Tel. 03-3834-0825 Fax 03-3834-0825

URL <http://www.seikensha.com> E-mail: sksh@seikensha.com

技術と信頼で、未来を築きます。

◆営業種目◆

土木・建築一式 各種アンカー工事
地盤改良・薬液注入 法面保護工事
海洋土木工事



株式会社 ソイル

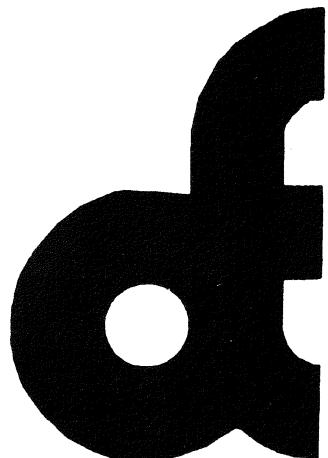
代表取締役社長 名嘉紀登

本社 沖縄県名護市東江5-5-35
〒905-0021 TEL 0980-51-0715 FAX 0980-51-0716
浦添事務所 沖縄県浦添市字経塚179-2
〒901-2111 TEL 098-878-5960 FAX 098-879-3778
携帯 090-3795-8562
メール info@j-p-soil.com

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4-16-9
TEL (代表) 098-878-1381
FAX (代表) 098-876-0793
技術部・調査部専用FAX 098-875-6821

営業種目

道路計画・設計、橋梁・土木構造物調査・設計、施工管理
測量全般、地質・土質調査・試験、交通調査・計画、都市・地方計画



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
副社長 小川綾太郎 取締役常務 砂川秀樹
技術顧問 比嘉定喜 (技術士)

〒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

★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

沖縄代理店



★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
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
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

MiCHiBiKi PLANNiNG

→ 合資会社 **蝶理** プランニング

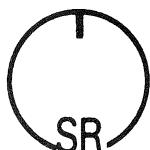
〒904-2173 沖縄市字比屋根2040番地
TEL098-932-2226 FAX098-932-2227

●地質調査業者登録 ●建設コンサルタント登録 ●一級建築士事務所登録

●測量業者登録 ●計量証明事業登録 ●建設業許可

※原位置凍結サンプリング※動的大型三軸試験※中空ねじり試験

※構造物診断※地盤改良 (バイブロフロテーション)



株式会社

東京ソイルリサーチ

ISO・9001
認証取得

本社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL03-3410-7221 FAX03-3418-0127

代表取締役 益子恵治

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL098-878-6299 FAX098-876-5512

所長 吉森正文

環境にやさしく

自然美をモットーに土木設計業務に取り組む
自然との共生をめざす補強筋法枠工



NANJYOU. T. D

株式会社 **南城技術開発**

代表取締役 城間敏夫

専務取締役 西平守清

本社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098) 836-4847
FAX (098) 888-1322

南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098) 888-1551

<http://w1.nirai.ne.jp/nanjyou> E-mail:nanjyou@nirai.ne.jp



■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・磁気探査業務・測量業務・さく井工事業務

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
E-mail:nkc@nirai.ne.jp

—— こころを育む環境づくりをめざして ——

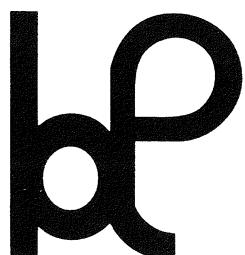


不動建設

取締役社長 高橋昭夫
沖縄営業所長 石井隆行

東京本社／東京都中央区日本橋小網町6番1号 ☎ (03) 5644-8500
大阪本社／大阪市中央区平野町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

大地に希望を架ける



株式会社 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

技術士(建設部門)

☎ 902-0064

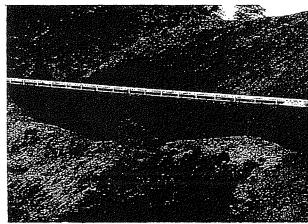
沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5
寄宮市街地施設1F-1

☎ 098-836-7181 FAX 836-7183
E-mail: office-h@hopedesign.co.jp



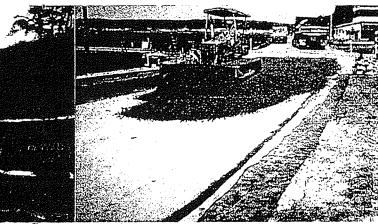
URL: www.hopedesign.co.jp

補強土壁工法



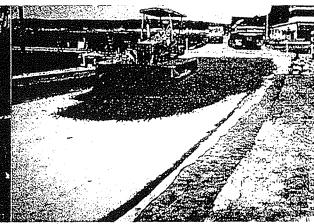
(テンソ FW 工法)

盛土排水性補強材



(タフネル RD)

軟弱路床・路盤分離材



(タフネル EX-R)



三井化学産資株式会社

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）

TEL (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）

TEL (098) 868-5672 FAX (098) 869-7146

美ら島の自然をささえ未来を築く

日本工業規格表示認定工場・日本下水道協会認定工場

日本建築センター評定工場・工業技術院長賞受賞工場

主要製品

- プレキャストプレストレストコンクリート製品（PHCパイプ・STパイプ・節杭）
- プレキャスト鉄筋コンクリート製品 I類（ヒューム管）・推進管
- 組立マンホール・105度擁壁・90度擁壁・スリット溝
- PCボックスカルバート・ILB製品・カラー平板

®リウココ株式会社

代表取締役社長 喜 納 政 敏



〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地
TEL (098) 945-3778(代)
FAX (098) 945-5065
<http://www.riukon.co.jp>

おかげ様で25年・地域文化に貢献する



株式会社

ワールド設計



株式会社

海邦技研

代表取締役 小林文男

沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13号大平インタービル

TEL (098) 878-2215 / (098) 874-2222

表紙写真説明

古宇利大橋の概要

古宇利大橋は、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、埋立部60m）の離島架橋です。

昭和54年より地元から架橋の早期実現を望む陳情等があり、平成4年度に国庫補助事業として採択され、現在、平成17年3月の完成を目指し整備を行っています。完成後は、古宇利島の離島苦を解消し、地域の産業・経済・教育・文化等の発展に大きく寄与するものと期待されています。

第17回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

2004年11月11日発行

編集 第17回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員会

発行 沖縄地盤工学研究会
〒903-0213

沖縄県西原町字千原1
琉球大学工学部環境建設工学科

印刷 株式会社 太陽
〒901-2114

沖縄県浦添市安波茶2-1-6
TEL (098)876-4188
FAX (098)876-5850