

第 21 回沖繩地盤工学研究発表会

講演概要集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2008

2008 年 11 月 20 日（木）

琉球大学研究者交流施設・50 周年記念館

主催：沖繩地盤工学研究会，地盤工学会九州支部

共催：沖繩県地質調査業協会

第 21 回 沖縄地盤工学研究発表会プログラム

2008 年 11 月 20 日(木) 9 時 30 分～16 時 00 分

大学研究者交流施設・50 周年記念館

総合司会：渡嘉敷 直彦（琉球大学）

主催：沖縄地盤工学研究会，地盤工学会九州支部

共催：沖縄県地質調査業協会

開会挨拶 講師紹介 9:30～9:35	会長 渡嘉敷 直彦
特別講演会 9:35～10:10	「沖縄産土質材料の空洞充填材への適用」 飛島建設株式会社 中日本土木支社 名古屋土木事業部 坂本昭夫
セッション I 10:10 ～12:00 座長 未定	1 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（その2） — 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 泥岩・地すべり分科会 ○湧川学（株）沖縄設計センター） 川満一史（株）沖縄設計センター），田場邦男（株）ホープ設計） 桑野稔弘（株）エスイー
	2 島尻層群における打込み鋼管杭基礎の載荷試験について（伊良部大橋） 沖縄県宮古支庁土木建築課伊良部大橋建設現場事務所 ○小島健太郎 大城 光聖 日本技術開発（株） 金 聲漢，宮本 弘一，涌田 充裕 （株）協和建設コンサルタント 上原 裕
	3 -圧密特性値の確率的変動を考慮した沈下予測法に関する研究 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻 ○大浜由誠 琉球大学工学部 原久夫
	4 泥岩質粘土（クチャ）の再利用について 株式会社 ティーオーシー ○山里栄伸 株式会社 HTCS 江藤邦浩
休憩 12:00～13:30	
特別講演会 13:35～14:10	「防災危機管理&”ちゅらさん運動”について」 宜野湾警察署 署長 安村 清正

<p>セッション II 14:10 ～16:00 座長 佐々木史 (株)シビル エ ンジニアリン グ</p>	5	<p>空洞を有する琉球石灰岩層の支持力模型実験と数値解析 オリエンタル白石株式会社 ○大内 正敏, 清住 真 東京工業大学 日下部 治 株式会社不動テトラ 高橋 通夫 日特建設株式会社 松原 健藏</p>
	6	<p>琉球石灰岩データベース作成活動に関する調査研究(その4) —琉球石灰岩砂礫部で実施された孔内水平載荷試験から読みとれる傾 向について— 上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会 ○間 弘昭 新城 俊也, 大内 正敏, 武田 雅人, 照井 幸治, 安谷屋 賢</p>
	7	<p>那覇港泊ふ頭および若狭 IC における締固め砂杭工法の施工例 若築・佐伯 JV 松岡 克佳 株式会社沖栄建設 津波古常春 株式会社不動テトラ 石井隆行, 橋本則之 ○高山英作, 辻村 崇</p>
	8	<p>赤土等による重金属汚染水の吸着処理に関する研究 ○大永建設株式会社 与那原 利行 琉球大学 工学部 原 久夫 (株)沖縄環境分析センター 渡久地 博之</p>
<p>閉会挨拶</p>		<p>副会長 原 久夫</p>
<p>懇親会 16:20～17:30</p>		<p>交流ラウンジ(館内)</p>

携帯電話のマナーモードへの設定, 禁煙にご協力ください

沖縄産土質材料の空洞充填材への適用

坂本昭夫* 杉浦乾郎* 石合伸幸* 渡嘉敷直彦**

1. はじめに

空洞充填工法（以下、充填工法）はスラリー状の充填材を空洞内に注入・固化させて地盤の安定を図る技術である。この工法は東海地方の亜炭（炭化程度の低い石炭）廃坑対策として多数の実績を得てきたが、近年ではその有用性が広く認知されることとなり、各地の鉱山廃坑、戦時中の地下壕、地下採石場跡などの地下空洞や廃棄埋設物などの対策にも適用されつつある。充填材は主に砕石工場などで発生する山砂利水洗後の脱水ケーキを母材とし、固化材と水を混練りして製造する。しかし、脱水ケーキは地域により入手が困難な場合もあるため、充填工法の全国への展開を容易にすることを目標に、リサイクル資源や土質材料の適用性を研究している。ここでは特に、沖縄地方の空洞を対象とした充填工事を想定し、この地方の土質材料の適用性について検討した成果を報告する。

2. 地下空洞による陥没と沈下

放置された地下空洞を支える壁、柱あるいは天盤などの部位は、風化変質などによって崩壊し、その影響が上方に伝播して地表面や地上の構造物に突然陥没や沈下を引き起こすことがある。また、将来、巨大地震が列島各地に襲来すると予想されているが、廃坑などが大きな地震動を受けると、不安定な坑内の残柱や天盤が広範囲に崩壊すると想定される。写真-1～写真-4に放置空洞の内部の状況と陥没被害の例を示す。特に、沖縄県では写真-4にみられるような戦時中の地下壕や鍾乳洞などの空洞が所在も把握されないまま各地に残存していることから、早急な実態調査と対策の検討が望まれる。



写真-1 亜炭廃坑内部の様子（岐阜県御嵩町）



残柱の
亀裂



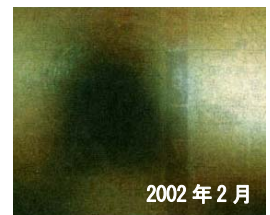
写真-2 亜炭廃坑による陥没と地表面の亀裂（岐阜県御嵩町）



写真-3 地下採石場跡による陥没（福井市）



2002年2月



2002年2月

写真-4 道路陥没で現れた地下壕（那覇市）¹⁾

* 飛鳥建設株式会社 中日本土木支社 名古屋土木事業部（〒460-0017 名古屋市中区松原3-2-8 テルウェル新松原ビル7F）

** 琉球大学 工学部環境建設工学科（〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1）

3. 充填工法の概要

3.1 充填工法一般

充填材は、材料の特性により高い流動性を有するため、1つの充填孔から空洞内の遠方にまで送ることができ、また、複雑な形状の空洞であっても均質に充填できることが特徴である。充填工事では専用の充填材製造プラントを現地に設置して充填材を製造し、プラントから充填孔まで配管を通じてポンプ圧送することが多い。図-1に充填材の製造と流れを、表-1に充填材の品質目標値を、表-2に充填材の標準配合を示す。なお、後述する限定充填工法と区別して、この充填工法と充填材をここでは流動性充填工法および流動性充填材とよぶことにする。

3.2 限定充填工法

限定充填工法は流動性充填工法の応用技術である。流動性充填工法は、主に宅地開発地域の地下に空洞がある場合の対策工事として施工されてきたが、近年になり、道路や鉄道の計画地域に広範囲に空洞が分布する所で、直下の空洞範囲に限定した充填を行うニーズが生まれ、限定充填工法が開発された。限定充填工法は充填材の流動性を制御することで、対象外の空洞に充填材が大量流出するのを防止する工法である。図-2にその概念図を示す。施工手順は、最初に流動性を制御した充填材（端部材）を空洞内に注入して対象とする範囲の境界線上に連続した隔壁を形成する。その後、内部に流動性の高い充填材（中詰材）を注入して、全体で空洞の所定の領域を充填する³⁾。表-3に端部材の標準性能を示す。端部材の流動性を制御するための添加剤には水ガラスと急結剤があり、堆積した充填材の側面勾配としてそれぞれ1:5程度（緩勾配タイプ）、1:3程度（急勾配タイプ）のものが得られる⁴⁾。

このように、充填材の特性や確立された品質管理方法からみて、充填工法は沖縄地方の地下壕や鍾乳洞のように、地下で四方に延びる空洞の充填性に優れた技術と考えられる。また、特に限定充填工法は、充填対象外の延伸空洞への充填材の流出を防止する場合に特に有効と考えられる。

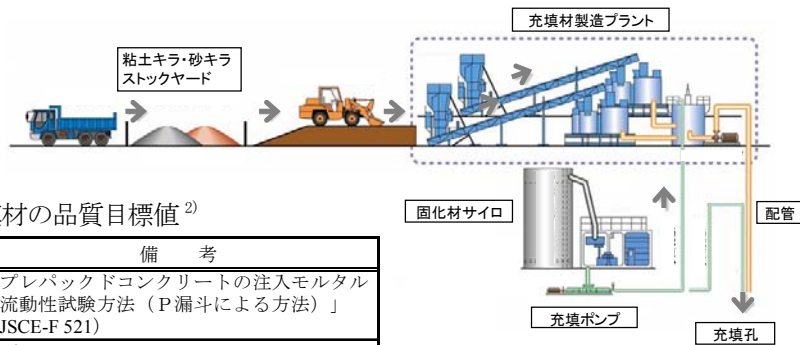


表-1 充填材の品質目標値²⁾

品質項目	目標値	備考
P漏斗流下時間	9～14秒	「プレバックドコンクリートの注入モルタルの流動性試験方法（P漏斗による方法）」（JSCE-F 521）
ブリーディング率	3%以下	「プレバックドコンクリートの注入モルタルのブリーディング率および膨張率試験方法（ポリエチレン袋方法）」（JSCE-F 522）
一軸圧縮強度	50kN/m ² 以上	「土の一軸圧縮試験方法」（JIS A 1216） 標準水中養生日数28日
	20kN/m ² 以上	「土の一軸圧縮試験方法」（JIS A 1216） 空洞充填物の不攪乱試験
有害物質分析	基準値以下	充填材について、「土壌の汚染に係る環境基準」（環境庁告示第46号）を適用

図-1 充填材の製造と流れ

表-2 充填材の標準配合（流動性充填材）²⁾

単位量 (kg/m ³)			
母材		固化材	水
粘土キアラ	砂キアラ		
400	200	50	759

(注) 粘土キアラ、砂キアラは砕石工場等で発生する脱水ケーキの東海地方での呼び名

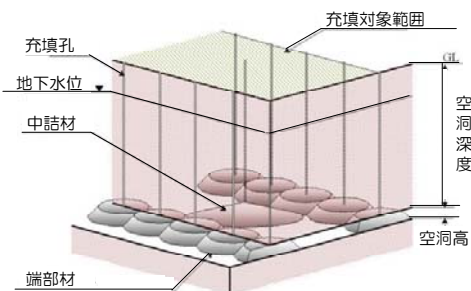


図-2 限定充填工法の概念図（中詰材施工時）

表-3 限定充填工法端部材の標準性能

	緩勾配タイプ	急勾配タイプ
流動性制御用添加剤	特殊水ガラス	急結剤
ゲルタイム	10秒程度	2分以内
フロー値	140～180mm程度	110～140mm程度
隔壁の勾配	1:5程度	1:3程度
到達距離	4m程度	2m程度
空洞高さの適用範囲	3m程度以下※	3m程度以上

※ 空洞内部が地下水で充満している場合

4. 一般リサイクル資源および土質材料の適用性

各地域で充填工事を施工する場合、材料の調達の問題となる。各地には東海地方の粘土キラ相当の脱水ケーキを排出する砕石工場が散見されるが、なかには現場まで遠距離で調達が困難な場合もある。そこで、粘土キラに代わるリサイクル資源や土質材料を充填材の材料として用いる必要があると考え、室内試験をもとにその適用性について検討した。充填材としての要件は以下のようである。

- (1) 発生場所が近距離に位置し、必要量が入手可能で、運搬および材料コストが安価であること
- (2) 有害物質の含有量が少なく、充填材として用いたときに周辺環境に溶出しないこと
- (3) 性状が安定しており、充填材としたときの品質目標値を満足すること
- (4) 取り扱いが容易であること

これらの条件を満たす材料として、石炭フライアッシュ、廃棄物溶融スラグ、下水汚泥焼却灰、ペーパーラスラッジ焼却灰、建設残土および砕石工場等で発生する脱水ケーキに着目した。これらの材料はすでに他分野での有効利用も行われているものの、発生量が大量である場合や再生品の需要が十分でない場合には、多量に廃棄処分の行われているものが多い。

表-4に充填材に適すると判断された材料の代表的配合での試験結果を示す。またこれらの充填材で10項目の溶出試験を行ったが、すべて土壤環境基準に適合した。このように、これらの材料は適切な配合とすることで充填材に適用することが可能である⁵⁾。

表-4 配合と品質試験結果（流動性充填材）

母材の種類		単位量(kg/m ³)				R/(K+R) (%)	W/C (%)	試験結果		
		母材		固化材 C	水 W			P漏斗流下 時間 (sec)	ブリーディング 率(%)	圧縮強度 (kN/m ²)
主材	副材	主材 K	副材 R							
フライアッシュ	粘土キラ	300	300	60	725	50.0	1208.3	10.6	2.0	143
溶融スラグ	脱水ケーキ	400	400	60	690	50.0	1150.0	10.5	0.6	144
下水灰(1) (石灰系乾燥灰)	粘土キラ	175	325	80	779	35.0	973.8	9.7	0.0	79
下水灰(2) (石灰系20%加湿灰)	粘土キラ	175	325	80	779	35.0	973.8	10.2	0.0	373
下水灰(3) (高分子系乾燥灰)	粘土キラ	114	456	100	751	20.0	751.0	12.8	0.0	147
ペーパーラスラッジ焼却灰	—	570	0	60	753	100.0	1255.0	12.6	1.2	141
建設残土	—	460	0	60	813	100.0	1355.0	9.3	0.4	258
脱水ケーキ	—	450	0	60	815	100.0	1358.3	10.9	0.0	84
品質目標値								9~14	3以下	50以上

(注) 副材は、主材のみを母材とした場合に充填材の性状に問題がある場合の改善を目的として使用する。

5. 沖縄産材料の適用性

5.1 使用材料

沖縄地方で調達可能な材料で充填材に使用しうるものには、一般的な脱水ケーキやフライアッシュなどの他に、この地方特有の自然土壌である島尻マーヅ、島尻層群泥岩（以下、泥岩）、国頭マーヅなどがある。ここでは代表的な島尻マーヅ、泥岩および脱水ケーキを母材として用いた充填材の配合試験を行い、適用性について検討した。表-5にこれらの材料の特徴と利用方法を示す。なお、石粉は島尻マーヅまたは泥岩を母材に用いた充填材の流動性を改善するための副材として併用した。また、固化材は普通ポルトランドセメントを基本とした。

表-6および図-3に今回の試験に用いた母材材料の土質試験結果を示すが、島尻マーヅ、泥岩および脱水ケーキは類似した粒度分布を示す。石粉はこれらの材料と比べて粘土分が少ない。

5.2 充填材としての性状

最初に流動性充填材の試験結果について述べる。図-4に母材を島尻マーヅのみとした場合と石粉を併用した場合の充填材（以下、マーヅ充填材）および泥岩のみとした場合と石粉を併用した場合の充填材（以下、泥岩充填材）の母材量と流動性を表すP漏斗流下時間の関係を示す。石粉の混合割合はいずれも島尻マーヅまたは泥岩の単位量の1/3とした。図より、マーヅ充填材は泥岩充填材より母材量の変化

表-5 材料の特徴と利用方法

土質材料	特徴と利用方法
島尻マージ	沖縄本島中南部、宮古島などに分布する土壌。琉球石灰岩を母材とするといわれる。黄色～黄褐色、暗赤色の色調を呈し、pHは一般に弱酸性～弱アルカリ性で保水力が低い。耕土に利用され、園芸用の土壌としても販売されているが、充填材の材料としての調達方法には、建設残土の利用や堆積土層からの採取が考えられる。
島尻層群泥岩 (クチャ)	沖縄本島中南部などに分布する土壌。オリーブ色～灰色の色調を呈し、pHは一般に中性～弱アルカリ性で保水力が高い。耕土に利用されている。充填材の材料としての調達方法には、建設残土の利用や堆積土層からの採取が考えられる。
石粉	乾式プラントの砕石工場で砕砂の集塵機で捕集した石灰石微粉末。沖縄本島北部に工場が存在。
脱水ケーキ	湿式プラントの砕石工場で発生する山砂利水洗後の濁水を脱水処理した粘性土。沖縄本島北部に工場が存在。

表-6 材料の土質試験結果

項目	単位	試験結果			
		島尻マージ	泥岩	石粉	脱水ケーキ
土粒子の密度	g/cm ³	2.654	2.686	2.705	2.718
礫分 2mm～75mm	%	0	0.1	0	0
砂分 75μm～2mm	%	4.7	9.4	13.0	1.8
シルト分 5μm～75μm	%	59.4	58.2	69.7	60.3
粘土分 5μm未満	%	35.9	32.3	17.3	37.9
最大粒径	mm	2.00	4.75	0.425	0.425

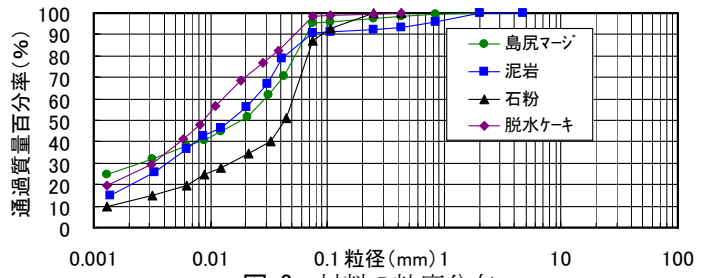


図-3 材料の粒度分布

にともなう流動性の変化が大きく、適度な流動性を得るための配合範囲が狭い。これは、実際の工事においては充填材の性状を不安定にする要因となる。また、マージ充填材および泥岩充填材とも、一部を石粉に置き換えると流動性が高くなる。特に、マージ充填材では流動性の変化が緩和されて性状が安定するため、石粉の併用は有効である。図-5に母材量と強度の関係を、図-6にセメント量と強度の関係を示すが、同じ母材量または同じセメント量では、マージ充填材は泥岩充填材に比べて強度発現が大きい。図-7はP漏斗流下時間と強度の関係を表したものであるが、同じ流動性を得るときの強度をみると、ここでもマージ充填材は泥岩充填材より大きいことがわかる。配合種類ごとに相関が認められることから、充填工事の品質管理において、P漏斗流下時間を知ることで強度管理が可能といえる。

以上の試験配合では練り混ぜ水を水道水としたものであるが、工事で大量の淡水が調達できないことも想定し、人工海水を用いて比較した。図-8はP漏斗流下時間について水道水の場合と海水の場合を比較したものであるが、それぞれ差異が認められた。特に泥岩充填材では海水練りの方が水道水練りより大きく流動性が低下する傾向であった。図-9は強度について比較したものであるが、5配合のすべてにおいて、海水の場合は水道水より強度が大きくなる傾向がみられた。

次に限定充填工法端部材について行った試験結果を示す。図-10は母材量と充填材のゲル化後の変形性能を表すテーブルフロー値の関係を表したものである。図より、同じ母材量の場合、泥岩充填材はマージ充填材に比べて変形しにくいことがわかった。

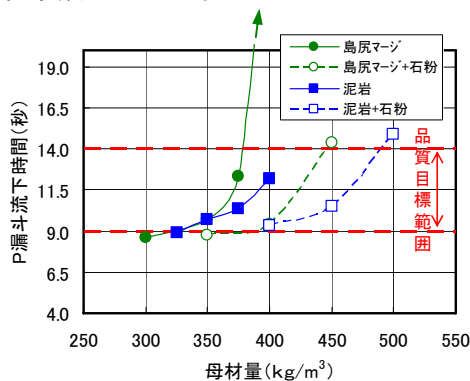


図-4 母材量と P 漏斗流下時間 (C=100kg/m³)

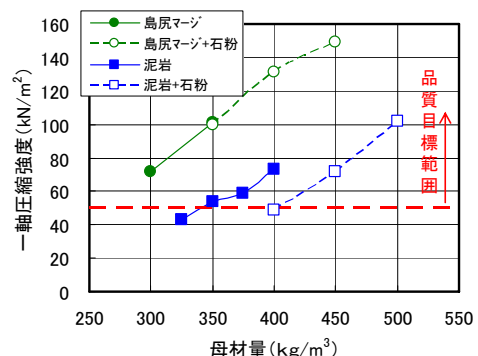


図-5 母材量と強度 (C=100kg/m³)

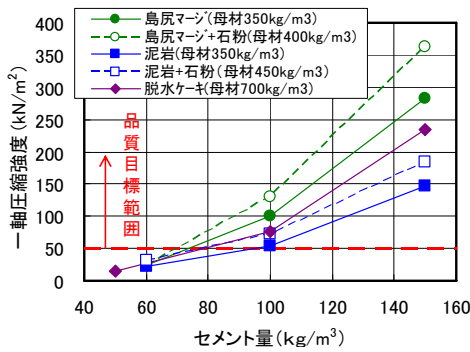


図-6 セメント量と強度

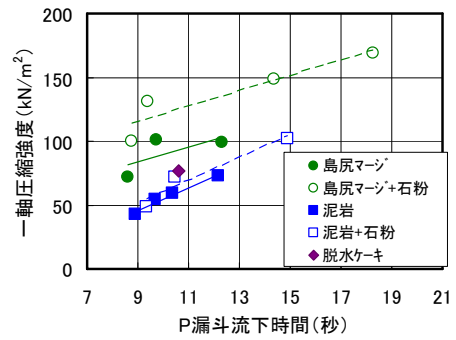


図-7 P漏斗流下時間と強度 (C=100kg/m³)

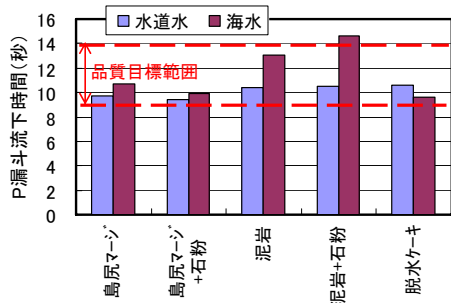


図-8 水道水使用と海水使用による P漏斗流下時間 (C=100kg/m³)

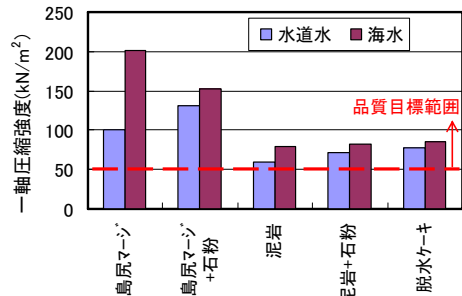


図-9 水道水使用と海水使用による 強度 (C=100kg/m³)

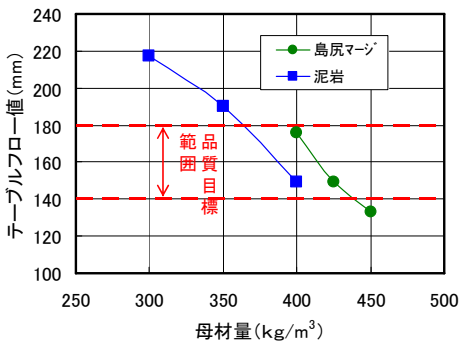


図-10 限定充填端部材のテーブルフロー値 (水ガラス 10kg/m³)

表-7 材料の溶出試験結果 (10項目)

	単位	基準値	島尻マーヅ	泥岩	石粉	脱水ケーキ	
試験結果	カドミウム	mg/L	0.01以下	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001
	全シアン	mg/L	検出されないこと	不検出	不検出	不検出	不検出
	鉛	mg/L	0.01以下	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
	六価クロム	mg/L	0.05以下	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04
	ヒ素	mg/L	0.01以下	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
	総水銀	mg/L	0.0005以下	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
	銅	mg/kg	125	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5
	ホウ素	mg/L	1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1
	セレン	mg/L	0.01以下	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002
	フッ素	mg/L	0.8	0.2	0.1	<0.1	<0.1
合否判定			適合	適合	適合	適合	

注 (1) 基準値;「土壌の汚染に係る環境基準」(環境庁告示第46号) (2) 溶出試験の対象とした充填材のうち、島尻マーヅを用いた充填材には普通ポルトランドセメントに高炉スラグを混合したセメントを用いた。その他には普通ポルトランドセメントを用いた。

表-8 充填材の溶出試験結果 (六価クロム)

	単位	基準値	マーヅ充填材		泥岩充填材		マーヅ端部材	泥岩端部材	
			350	300	375	337.5	425	400	
配合	主材	kg/m³	—	350	300	375	337.5	425	400
	副材	kg/m³	—	—	100	—	112.5	—	—
	セメント	kg/m³	—	100	100	100	100	100	100
	水ガラス	kg/m³	—	—	—	—	10	10	—
試験結果	六価クロム	mg/L	0.05以下	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04
合否判定			適合	適合	適合	適合	適合	適合	

注 (1) 基準値;「土壌の汚染に係る環境基準」(環境庁告示第46号) (2) 溶出試験の対象とした充填材のうち、島尻マーヅを用いた充填材には普通ポルトランドセメントに高炉スラグを混合したセメントを用いた。その他には普通ポルトランドセメントを用いた。

表-7に、ここで母材として用いた材料の10項目の溶出試験結果を示すが、すべての材料は土壤環境基準に適合した。また、母材にセメントを練り混ぜることから、表-8に示すように、充填材について六価クロムの溶出試験結果を行ったが、すべてにおいて土壤環境基準に適合した。

以上の配合試験結果から、品質目標値を満足する標準的な配合は表-9のようにまとめられる。なお、一軸圧縮強度についてはばらつきを考慮して目標値を100kN/m²程度以上とした。実工事への適用にあたっては、材料の採取箇所が変わることによってその性状も変化するため、事前に実際の材料を用いた試験を行い、品質目標値を満足する範囲のなかから適切な配合を設定する必要がある。

表-9 沖縄産土質材料を用いた充填材の標準的配合

	名称 (主材+副材)	練り混ぜ 水	単位量 (kg/m ³)					
			母材		セメント C	水ガラス S	水 W	海水 SW
			主材 K	副材 R				
流動性 充填材	島尻マージ ※	水道水	350	—	100	—	836	—
	島尻マージ+石粉		300	100	100	—	818	—
	泥岩		375	—	120	—	832	—
	泥岩+石粉		337.5	112.5	120	—	795	—
	脱水ケーキ		700	—	120	—	704	—
	島尻マージ ※	海水	350	—	100	—	—	857
	島尻マージ+石粉		300	100	100	—	—	839
	泥岩		350	—	120	—	—	852
	泥岩+石粉		300	100	120	—	—	834
	脱水ケーキ		700	—	120	—	—	722
限定充填 端部材	島尻マージ	水道水	425	—	100	10.0	801	—
	泥岩		400	—	100	10.0	812	—

※ 島尻マージの単独使用は流動性の変化が大きく、品質の安定が得にくい。

6. おわりに

充填材の母材にはこれまで主に砕石工場で発生する脱水ケーキを用いてきたが、地域によっては脱水ケーキの調達が困難な場合がある。そのような地域ではリサイクル資源や地域の土質材料の適用性を検討する必要がある。特に沖縄地方では、この地方の土質材料である島尻マージ、泥岩、石粉および脱水ケーキを用いることが可能であることから、充填工法は沖縄地方の地下壕や鍾乳洞などの空洞災害を防止する非常に有効な対策技術と考えられる。

最後に、名古屋大学名誉教授 川本朧万先生および東海大学教授 アイダンオメル先生には、充填材の材料に関する研究について、貴重なご教示をいただきました。また、各事業団体様には、快く試験材料およびデータをいただきました。心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 沖縄タイムス 朝刊, 2002年2月13日
- 2) 日本充てん協会編: 改訂版 空洞充填施工マニュアル, 日本充てん協会, 2004年
- 3) 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 山田紀利, 岩城圭介: 地下空洞限定充てん工法の開発と施工, 土木学会論文集 F, Vol.62, No.3, pp.546-557, 2006年8月
- 4) 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 石合伸幸, 和田幸二郎, 脇田昌彦, 岩城圭介: 限定充填工法の急勾配隔壁を形成する充填材の開発と適用, とびしま技報 (土木), No.55, 2007年
- 5) 坂本昭夫, 山田紀利, 岩城圭介, 川本朧万: リサイクル材料の空洞充填材への適用性, 材料, 第54巻 第11号, pp.1123-1128, 2005年

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（その2）

- 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 泥岩・地すべり分科会

湧川学（株）沖縄設計センター），川満一史（株）沖縄設計センター）

田場邦男（株）ホープ設計），桑野稔弘（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。島尻層群泥岩は地盤中では良好な支持地盤と評価されているが、露出した自然斜面では多くの崩壊や地すべりが発生している。本層を基盤岩とする地域で切土斜面安定対策工や地すべり抑止工としてグラウンドアンカーを採用した場合に、施工時点で実施したアンカー引抜き試験で得られる地盤の極限周面摩擦抵抗が設計時点で設定した地盤の極限周面摩擦抵抗に満たないことが多く、グラウンドアンカー規格を見直す事例が多い。そこで、前回報告¹⁾した平成5年～平成16年に実施した島尻層群泥岩におけるアンカー引抜き試験の43事例（28現場）を収集・整理した結果に、平成17年～平成20年に追加収集した36事例（24現場）を加えてアンカー周面摩擦抵抗について考察を行った。

2. 設計時点の極限周面摩擦抵抗の設定

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極限周面摩擦抵抗は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説」²⁾（以下「基準」）を参考に決定するケースが多い。図-1および図-2に示した収集した事例では、島尻層群泥岩は粘土～シルトから成る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（ $\tau = 0.6 \sim 1.2 \text{ MN/m}^2$ ）の安全側に低い値 0.6 MN/m^2 を準用するケースが多いと考えられる。また今回収集した24現場中 0.3 MN/m^2 が5現場、 0.4 MN/m^2 が4現場あるが、これは施工済み隣接工区の引抜き試験結果などの実績をもとに設定したものと思われる。

平成5年～平成16年の実績に基づく地盤の極限周面摩擦抵抗の設定割合は9%（2/22現場），「基準書」に従ったものが91%（20/22現場）であったのに対し、平成17年～平成20年の実績に基づく地盤の極限周面摩擦抵抗の設定割合は38%（9/24現場），「基準書」に従ったものが62%（15/24現場）と実績に

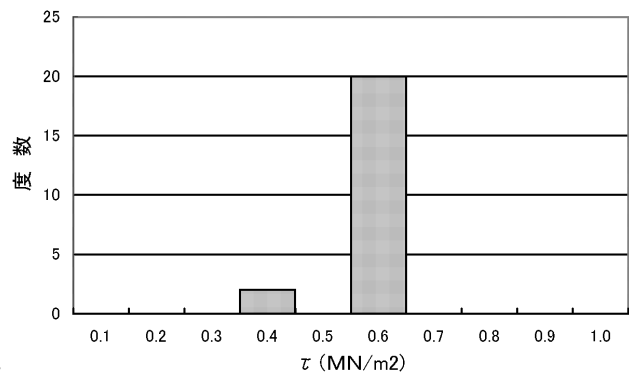


図-1 設計時点の極限周面摩擦抵抗
（平成5年～平成16年22現場）

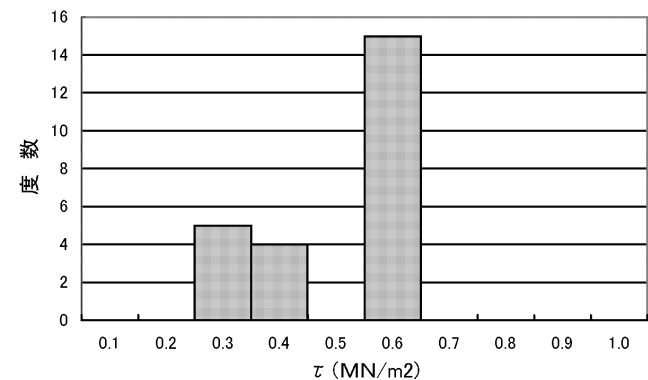


図-2 設計時点の極限周面摩擦抵抗
（平成17年～平成20年24現場）

設計時点の極限周面摩擦抵抗が分かっている現場数

基づいて地盤の極限周面摩擦抵抗 を設定することが多くなる傾向にある。

3 . アンカー引抜き試験事例の収集・整理結

表-1 に引抜き試験結果による極限周面摩擦抵抗一覧表を、表-2 に今回収集した平成 17 年～平成 20 年の島尻層群泥岩（与那原層）を対象とした 36 事例（24 現場）のアンカー引抜き試験の条件・結果等の基本的なデータを示した。これらのデータから以下のことが判る。

- ・ 収集した試験データは、平成 17 年以降のもので、比較的近年のデータである。
- ・ 表-2 に示した通り設計時の極限周面摩擦抵抗は 62%の現場で「基準」に示された 0.6MN/m² が適用され、残る 38%の現場では実績に基づき 0.3MN/m²～0.4MN/m² が採用されている。表-2 の#5 と#6 は隣接する地すべりブロックである。先に施工された#5 の設計時の極限周面摩擦抵抗は 0.6MN/m² であったが、アンカーの引抜き試験で得られた極限周面摩擦抵抗は 0.41MN/m² に基づき、隣接する#6 では工事発注時点から 0.4MN/m² が採用されている。#1,#3,#4,#26,#28,#29,#35,#36 も工事発注時点から「基準」に示される値 0.6MN/m² より小さい値が採用されており、実績に基づく極限周面摩擦抵抗の設定がなされていると考えられる。なお、実績に基づくとは、同じ施工区内で先に引抜き試験を実施した値を参考にして設定しているものと想定できる。
- ・ 引抜き試験のアンカータイプは圧縮型アンカーが多い。また試験アンカーのアンカー体長は 1.0～1.5m が多く、1 現場で 3.0m が採用されている。
- ・ 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極限周面摩擦抵抗は表-1 に示した通りである。

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

ここに、 τ : 周面摩擦抵抗(MN/m²) , T_{ug} : 極限引抜き力(MN)

d_A : アンカー体径(m) , l_a : アンカー体長(m)

表-1 引抜き試験結果による極限周面摩擦抵抗一覧表

試験時期	周面摩擦抵抗 の範囲 (MN/m ²)	周面摩擦抵抗 の平均値 (MN/m ²)
平成 5 年～平成 16 年 ¹⁾	0.16～0.70	0.43
平成 17 年～平成 20 年	0.08～0.73	0.36
全体	0.08～0.73	0.40

- ・ 図-3 に引抜き試験結果による極限周面摩擦抵抗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、平成 5 年～平成 16 年のデータで 43 事例中 8 事例 (19%)、平成 17 年～平成 20 年は 36 事例中 2 事例 (6%) であった。全体では 79 事例中 10 事例 (13%) と多用されている割に少ない結果である。
- ・ 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、アンカー定着長の見直し、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、平均的な値の採用など、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もあり、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。

- 島尻層群泥岩では、応力開放とこれに伴う吸水膨張、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。

表-2 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:島尻層群与那原層泥岩、平成17年～平成20年)

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	アンカー体長 (m)	試験結果 τ (MN/m ²)	τ 採用値 (MN/m ²)	その他	
1	沖縄市	平成19年	0.49	不詳	1	0.26	0.26		
2	沖縄市	平成19年	0.6	不詳	1	0.24	0.24		
3	沖縄市	平成19年	0.48	不詳	1	0.21	0.21		
4	南風原町	平成19年	0.3	不詳	1	0.30	0.30		
5	沖縄市	平成19年	0.6	圧縮型	2	0.41	0.40		
6	沖縄市	平成19年	0.4	圧縮型	1.5	0.41	0.40		
7	豊見城市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.38	不詳	アンカー長の延長を推奨	
8					不詳	0.73			
9					不詳	0.50			
10					不詳	0.40			
11	豊見城市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.08	不詳	アンカー長の延長を推奨	
12					不詳	0.25			
13					不詳	0.61			
14					不詳	0.44			
15					不詳	0.47			
16	豊見城市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.49	0.40	アンカー長の延長を推奨	
17					不詳	0.49			
18					不詳	0.49			
19					不詳	0.36			
20					不詳	0.43			
21	不詳	0.43							
22	那覇市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.17	不詳		
23	具志川市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.24	不詳		
24	西原町	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.60	0.60		
25	那覇市	不詳	0.6	圧縮型	不詳	0.16	不詳		
26	那覇市	平成20年	0.429	圧縮型	2.0	0.51	0.429		
27	うるま市	平成18年	0.6	圧縮型	1.0	0.40	0.40	定着長7.0m→9.0m. 削孔径 ϕ 115→ ϕ 135	
28	豊見城市	平成20年	0.3	引張型	3.0	0.26	0.3		
29	那覇市	不詳	0.3	圧縮型	不詳	0.30	0.30		
30	那覇市	平成17年	0.6	圧縮型	1.5	0.35	0.35	定着長6.0m→8.5m	
31	那覇市	平成18年	0.6	圧縮型	1.5	0.23	0.23		
32					引張型	1.5			0.23
33					引張型	1.5			0.35
34					引張型	1.5			0.23
35	中城村	平成19年	0.3	圧縮型	1.5	0.30	0.30		
36	中城村	平成19年	0.3	圧縮型	1.5	0.30	0.30		

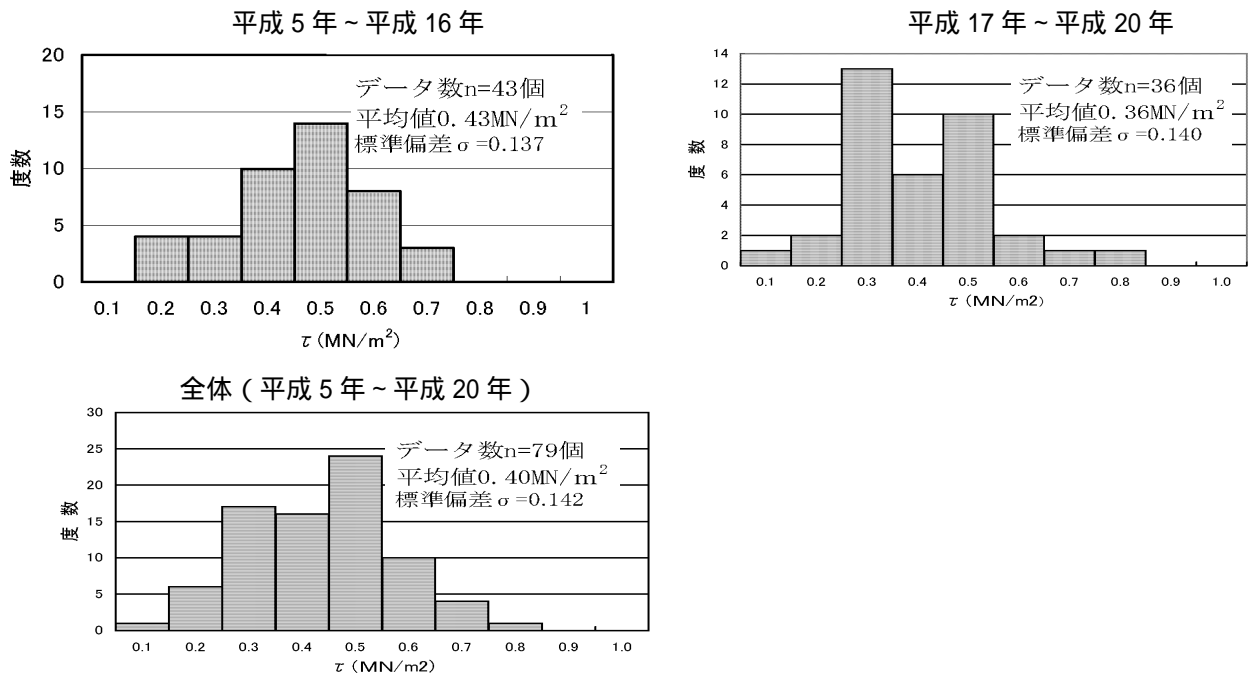


図-3 引抜き試験結果による極限周面摩擦抵抗のヒストグラム

4. 島尻層群与那原層泥岩の周面摩擦抵抗について

島尻層群泥岩には多くの小断層、砂層や凝灰岩の挟在など、構造的弱面が多い。グラウンドアンカー打設に伴う削孔による孔壁周辺の応力開放に加え、高圧清水による孔内洗浄からグラウトが固化するまで吸水により孔壁の軟質化が極限周面摩擦抵抗に大きな影響を与えていると考えられる。

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²⁾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。これまで収集されたデータから、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 $\bar{\tau} - \sigma \sim \bar{\tau} + \sigma$ 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。

5. 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。これまでに収集された 79 の事例は全て与那原層におけるものであるため、今後は新里層の事例も収集し層毎、基盤表面からの深度、換算 N 値との相関についても分析していきたい。

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)ニチポー沖縄支店、ライト工業(株)沖縄営業所、日特建設(株)沖縄営業所、日本基礎技術(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) 柿原芳彦 他, 2004, 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, 第 17 回沖縄地盤工学会研究発表会 講演概要集, pp. 23
- 2) 地盤工学会編: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, p. 117, 2000
- 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

島尻層群における打込み鋼管杭基礎の載荷試験について（伊良部大橋）

沖縄県宮古支庁土木建築課 伊良部大橋建設現場事務所 ○小島 健太郎 大城 光聖
 日本技術開発(株) 金 聲漢 宮本 弘一 涌田 充裕
 (株)協和建設コンサルタント 上原 裕

1. はじめに

伊良部架橋は、宮古島と伊良部島を結ぶ一般県道平良下地島空港線の離島架橋である(図 1-1)。伊良部大橋(L=3,540m)は、橋台および橋脚で 50 基の下部工を計画しており、その内 48 基が打込み鋼管杭基礎および鋼管矢板井筒基礎、残り 2 基が直接基礎となっており、沖縄特有の島尻層泥岩(クチャ)と島尻層砂岩(ニービ)の島尻層群を支持層としている。



図 1-1 伊良部架橋位置図

島尻層泥岩の鉛直支持力は、既往の載荷試験事例等から道路橋示方書(以下「道示」という)の考え方とは異なることが確認されており、沖縄本島の限られた載荷試験結果に基づき策定された「島尻層泥岩上の橋梁基礎工設計・施工指針(案)平成 10 年 3 月 沖縄総合事務局」(以下「指針」という)を適用している。また、島尻層砂岩についてはこれまでの打込み鋼管杭基礎の施工実績の蓄積がほとんどなく、その支持力特性は不明確であるが、本橋の設計では同じ島尻層群である島尻層泥岩と同等と評価して指針を準用している。

本稿では載荷試験結果に基づき検討した、本架橋箇所での島尻層群における打込み鋼管杭基礎の支持力評価、施工管理方法および合理的な鋼管杭基礎の先端支持力の確保について報告する。

なお、本橋の設計・施工は、道示にも示される 100 年耐用を目標とした橋梁形式や材料選定をしていることから、その基礎工においても同様の耐久性および安全性を確保するため、上原方成琉球大学名誉教授を委員長とする「伊良部大橋基礎工検討委員会」を設置し、載荷試験の計画および結果の評価、設計・施工への反映方法等のご指導、ご助言をいただいた。

2. 伊良部大橋架橋地点の地質概要

2.1 地質区分と特徴

伊良部架橋の地質縦断面図を図 2-1 に示す。基礎の支持層としている島尻層群は、N値 50 以上の泥(Md)と砂岩(Ss)およびこれらの互層(Alt)の 3 種類からなり、島尻層群の地質をほぼ網羅している。また、支持層の泥岩と砂岩は、南東方向への単傾斜地盤となっており、架橋地点を横断するように交互に出現している。これは島尻層群堆積後の地殻変動および浸食作用によるものと思われる。

被覆層(As・Ag・Ac)は、大部分がN値 5~30 程度の珊瑚礫混じりの砂礫地盤となっており、一部でN値 5 前後の軟弱な粘土層が分布している。

沖縄の基礎工においてしばしば課題となり、宮古島の他の離島架橋でも設計施工に苦慮した琉球石灰岩は、本架橋地点においては伊良部島取付部の一部を除いて分布しない。

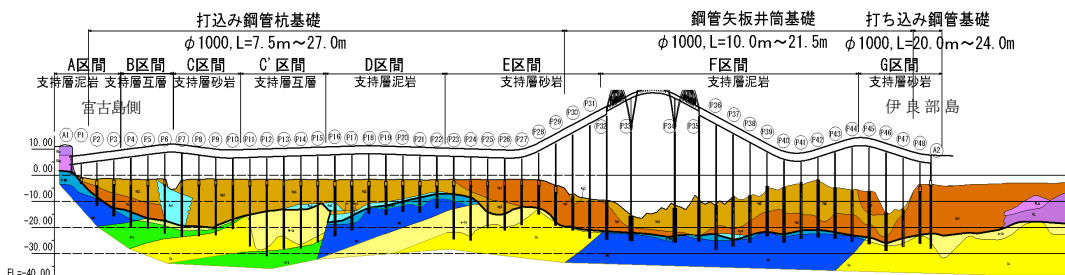


図 2-1 伊良部大橋地質縦断面図

凡 例 地質構成	
As	砂
Ag2	砂礫(N<10)
Ag1	砂礫(N>10)
Ac1~4	粘土層
RL	塊状サンゴ礫 石灰岩 砂礫
w-Alt	風化互層
Alt	互層
w-Md	風化泥岩
Md	泥岩
w-Ss	風化砂岩
Ss	砂岩

2. 2 支持層の地盤特性

架橋地点に分布する支持層毎の平均N値および力学的特性等の一覧を表 2-1 に示す。

基礎工の打止深度である地層境界から 3m 付近までの平均換算N値は 70～155 程度、非排水せん断強度 (Su) は 500kN/m² 程度となっており、泥岩層、砂岩層ともに良好な支持地盤と判断できる。

表 2-1 平均N値・力学的特性値一覧表

区間名	対象橋脚	支持層	平均N値		力学特性		湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 (%)
			全データ	地層境界から3m付近まで	非排水せん断強度 Su (kN/m ²)	変形係数 E50 (kN/m ²)		
A	P2 ~ P3	Md	70	69	500	60	2.10	20
B	P4 ~ P8	Alt	162	155	450	60	2.00	25
C	P9 ~ P15	Ss	104	102	—	—	2.00	25
D	P16~P22	Md	100	87	—	—	—	—
E	P23~P31	Ss	126	105	500	60	2.10	25
F	P32~P44	Md	100	88	500	60	2.15	20
G	P45 ~ A2	Ss	79	68	500	60	2.05	25

※力学的特性は層全体としての代表値
 ※一軸圧縮試験: Su=qu/2 三軸UU試験: Su=(σ_a-σ_r)/2

図 2-2 に支持層の粒度分布と代表的なコア写真を示す。砂岩層は暗灰色と褐色の箇所が存在し、暗灰色砂岩は比較的シルト分を多く含んでいることから互層を構成する泥岩に近い粒度分布を示す。褐色砂岩は、粒径が極端にそろった単一粒径に近いことが分かる。暗灰色砂岩は、図 2-1 に示すE区間とC'区間の一部に、褐色砂岩はC~C'区間とG区間に見られ、両者の差は堆積環境やその後の隆起による風化の有無によるシルト分の含有量に起因すると推測される。

指針では、橋梁基礎の支持層としての島尻層泥岩の地層特性として、地盤上面が起伏に富み不整合をなしているとともに、地盤強度も風化の程度や潜在的なクラックにより著しく変化に富んでいるため、設計・施工上の取り扱いが難しい地盤であるとしている。

3. 載荷試験

3. 1 載荷試験計画概要

鉛直載荷試験位置は、諸条件を考慮して宮古島側のP3橋脚(支持層:泥岩)とP9橋脚(支持層:砂岩)の2箇所とした。図 3-1 に試験箇所の計画基礎土層断面図を示す。

載荷試験方法としては、極限支持力(先端支持力および周面摩擦力)を確認するための押込み載荷試験と施工管理手法の検討および押込み載荷試験杭の根入れ長の妥当性の判断のための衝撃載荷試験をそれぞれで実施することとした。

(1) 押込み載荷試験

試験状況を写真 3-1 に、押込み載荷試験を実施した試験杭の仕様を表 3-1 に示す。試験杭の根入れ長は、反力杭施工時の貫入量および衝撃載荷試験により決定した。また、最大載荷重は確実に地盤の極限支持力(第2限界抵抗力)を確

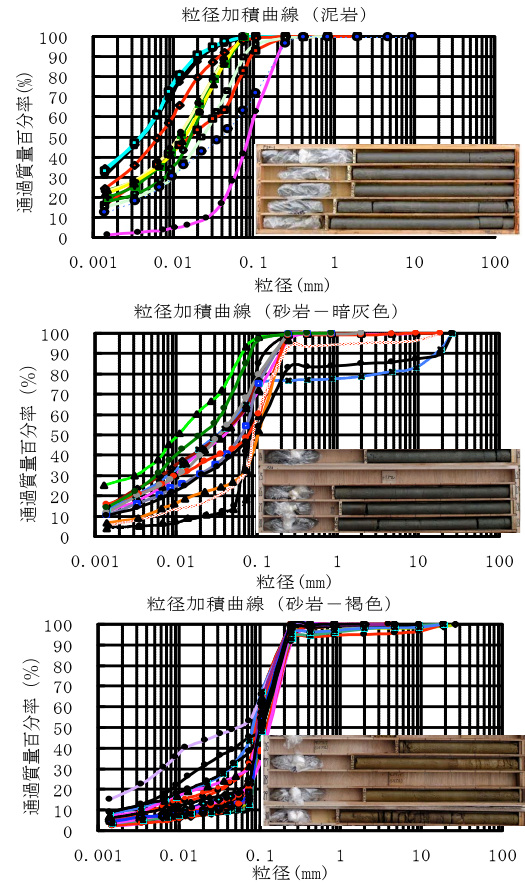


図 2-2 支持層の粒度分布とコア写真

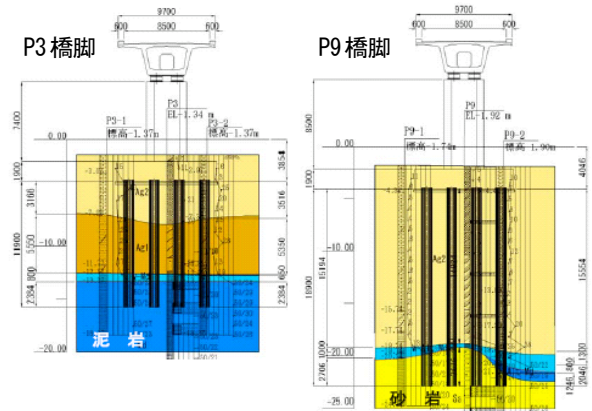


図 3-1 試験箇所の計画基礎と土層断面



写真 3-1 押込み載荷試験の状況

認するため、設計極限支持力の約 1.2~1.5 倍程度を見込んでPmax=7,750kN、10,000kNとして、反力杭はそれぞれ6本と8本で計画した。

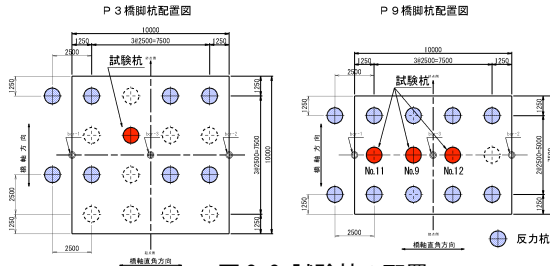


図 3-2 試験杭の配置

図 3-2 に試験杭配置を示す。今回の試験では支持層内の支持力特性の把握が特に重要であるため、杭先端付近の軸ひずみ計は密に設置した。また支持杭としての先端閉塞状況の把握のために周方向ひずみ計を杭先端付近に 3 断面設置した。(図 3-3)

(2) 施工時の貫入量・リバウンド量

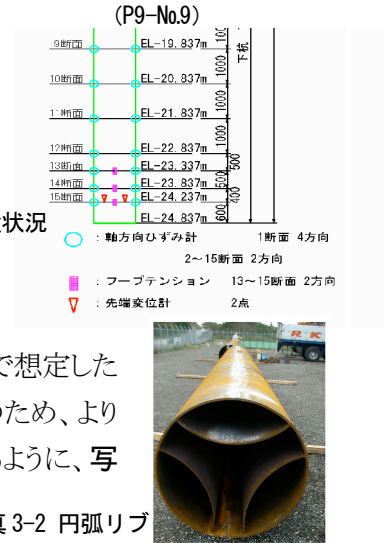
P3橋脚(泥岩層)は設計で想定した支持層根入れ長2D程度で打ち止まり傾向を示したが、P9橋脚(砂岩層)の通常先端補強バンド付開端杭では、支持層根入れ長5Dで貫入量が 14mm とリバウンド量よりも大きい杭があるなど、設計で想定した支持層根入れ長1Dで泥岩相当の支持力の確保は難しいことが予想された。このため、より合理的な先端支持力の発現(=先端閉塞効果)と確実な打ち止め管理が得られるように、写真 3-2 に示す円弧リブ(先端補強バンド無し)を杭先端に設置することにした。写真 3-2 円弧リブ

表 3-1 試験杭の仕様

	P3 (泥岩層)	P9(砂岩層)		
		φ,9	φ,11	φ,12
杭先端状況	開端杭※1	開端杭※1		円弧リブ杭※2
試験杭長	22.0m	31.0m	28.2m	24.8m
支持層推定根入れ長	2.1m	5.3m	5.5m	2.0m
打ち止時	貫入量	6mm	14mm	5mm
	リバウンド量	12mm	9mm	16mm
軸方向ひずみ計	13断面	15断面	7断面	15断面
周方向ひずみ計(フープテンション)	3断面			-
先端変位計				2点

※1) 開端杭は先端補強バンドあり
 ※2) 円弧リブ杭は先端補強バンドなし

図 3-3 計測機器の設置状況



3. 2 载荷試験結果および支持力評価

(1) 载荷試験結果

極限支持力時における杭先端付近の軸力分布を図 3-4 に示す。先端支持力は、载荷試験結果における支持層内のひずみ分布の不確かさや指針におけるこれまでの取り扱いを考慮して、指針に準拠して支持層内の周面摩擦力と杭先端支持力の合計である支持層上面において評価することとした。図 3-5 は杭先端付近のひずみ分布から、杭実断面積分の先端支持力(Rtd)と閉塞面積に対する先端支持力(Rpd)(いわゆる道式)、内外

周面摩擦力および先端支持力(Rp)の軸力分布の関係を推定したものを示している。

表 3-2 に支持層上面での極限支持力を、表 3-3 に周面摩擦力の比較を示す。周面摩擦力は、押し込み载荷試験による杭頭での極限支持力が発揮された際の各層での計測値とN値との相関から評価した。

表 3-2 支持層上面の極限支持力

	設計値	P9(砂岩層)		
		標準杭	φ,9	φ,11
杭先端構造		標準杭		円弧リブ
先端支持力	4,712kN	5,057kN	4,439kN	6,300kN

※杭頭極限支持力に相当する先端支持力(読み取り値)

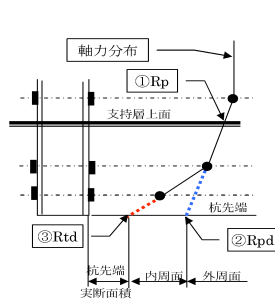


図 3-5 軸力分布の関係

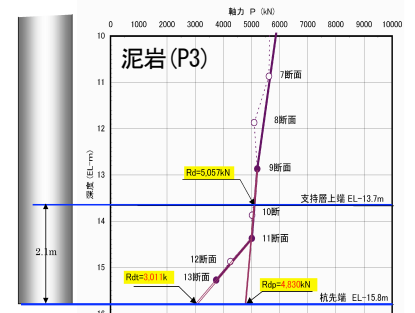


図 3-4 杭先端付近の軸力分布

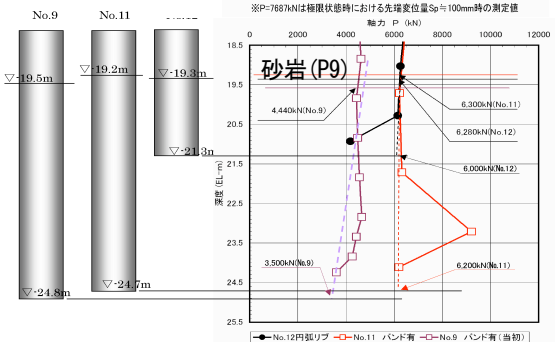


表 3-3 周面摩擦力の比較

	設計(道式)	試験結果による評価式
珊瑚混じり砂礫	2N	3N ≤ 100kN/m ²
泥岩層	cまたは10 N	1Nまたは0.1c ≤ 50 kN/m ²
砂岩層	標準杭	0.1N ≤ 100kN/m ²
	円弧リブ	0.5N ≤ 100kN/m ²

(2) 泥岩層の先端支持力

図3-6にP3橋脚と指針の3試験の結果の比較を示す。伊良部大橋の泥岩における先端支持力評価式は、原位置試験に基づくものとして今回の試験結果のみから得られた下式により評価することとした。

$$qd = 4.14 \cdot d \cdot Su \approx 8 \cdot Su (\text{根入れ比: } d=2 \text{ とする})$$

qd: 支持層天端における杭先端支持力度(kN/m²) Su: 支持層の非排水せん断強度(kN/m²)

(3) 砂岩層の先端支持力

砂岩層の貫入量・リバウンド量の関係および打ち止め時の支持層根入れ長が泥岩層とは傾向が異なるため、指針に基づく先端支持力式での評価は困難であると判断し、先端構造毎に押し込み載荷試験による杭頭極限支持力に相当する支持層上面での軸力の読み取り値(表3-2)を先端支持力と評価した。

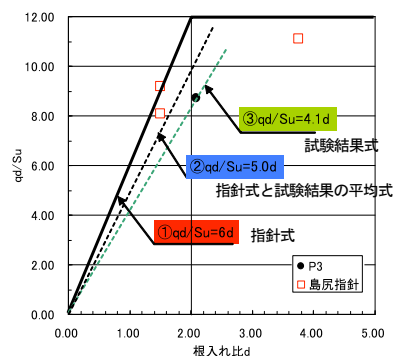


図3-6 指針式との比較

4. 島尻層における先端支持力機構に関する考察

(1) 杭先端の閉塞効果

道示における杭先端支持力は、図3-5に示す杭の閉塞状況下における先端支持力(Rpd)であることから、支持杭は先端閉塞効果が重要であると考えられる。これは、本試験における杭の打ち止まり傾向の違いによる先端支持力やフープテンション(周方向ひずみ)の差で確認することができた。

(2) 砂岩の粒度特性との関係

泥岩と砂岩の打ち止まり傾向の差は、その粒度分布に大きく起因すると推定される。特にP9の褐色砂岩の粒度分布が砂分のみに偏っているため(図2-2参照)に先端閉塞効果が得られにくいと推定できる。これは、粒径が均等な砂層は標準貫入試験のような瞬間的な打撃に対しては一定の硬さを示すが、粒度分布の良い砂層と比べて土粒子間の摩擦力が小さいこと、締まりにくい性状も要因の1つであると推定される。

(3) 先端補強バンドの影響

本試験における支持層内の周面摩擦力は、道示等における一般的な値よりも非常に小さい値となっていた。(表4-3参照)この原因として地盤の粒度特性等のその他要因が複雑に影響していると考えられるが、その1つとして先端補強バンド(図5-1)の存在が考えられる。特に島尻層砂岩においては、板厚9mmの先端補強バンドが杭打設時のフリクションカットだけでなく、その地盤の乱れが粒度分布の悪い(単一粒径)地盤のセットアップに影響を与えてる可能性がある。

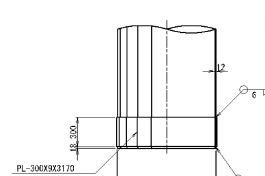


図4-1 先端補強バンド

5. まとめ

本架橋地点は中間層や支持層の地盤特性や成層状況が多様であるため、下部工毎に基礎地盤の性状が異なる可能性があることを勘案して、載荷試験により支持力の確認および推定のできた「先端補強バンドあり開端杭」「先端補強バンドなし開端杭」「先端補強バンドなし円弧リブ杭」の3種類の先端構造の鋼管杭を使い分けすることにより、合理的な支持力の確保を目指した。各先端構造の採用箇所は、上記の地盤特徴をふまえて分類した。

今後は、基礎工施工管理データ(ボーリングデータ・貫入量・リバウンド量・打ち込み深度等)の蓄積とその解析が、島尻層泥岩の指針の精度向上、島尻層砂岩の設計・施工指針等の策定の一助となり、沖縄特有の地盤における橋梁基礎のより安全で合理的な設計が可能になることを期待したい。

本載荷試験について指導、ご助言をいただいた、上原方成琉球大学名誉教授を委員長とする委員会、ならびに試験実施や委員会運営にあたってご協力いただいた関係各位に謝意を表します。

参考・引用文献

- 文献1) 才村 他:「東京港臨海道路における大口径鋼管杭の鉛直支持力」第40回地盤工学研究発表会
- 文献2) 富永 他:「大口径鋼管杭の支持力について」第11回地盤工学研究発表会
- 文献3) 富永 他:「大口径杭の閉塞性に関する2, 3の実験」土と基礎 1969.5

圧密特性値の確率的変動を考慮した沈下予測法に関する研究

琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻 大浜由誠
琉球大学工学部 原久夫

1. はじめに

地盤の圧密沈下予測は双曲線法¹⁾などによる実測沈下曲線をもとに行われている。一般的に圧密沈下量の計算は、設計用のモデル地盤を設定し m_v 、 c_v などの圧密特性値を一定として計算される。これらの値のばらつきによる評価は、モデル地盤を想定する際に設計者の技術的判断によるところが多い。本研究は、これらの圧密特性値の統計的ばらつきを考慮に入れた圧密沈下予測法を提案するものである。その概要は以下のものである。

まず、対象地盤の圧密試験結果を収集し、圧密特性値の統計特性を把握する。次に、特性値の平均値からなるモデル地盤を設定しこれを対象地盤の基準地盤とする。統計特性に従ってばらついた圧密特性値をもつ試行モデル地盤をモンテカルロ法で設定し、その沈下曲線を有限要素法(FEM)によって求める。試行を30000回行い、計算される沈下曲線の統計特性を求める。試行モデル地盤から得られる全沈下曲線について、基準地盤沈下曲線との沈下比対数を求め、その統計的特性、頻度分布を数値的に決定する。この統計特性値をもとに、対象地盤で観測された実測沈下量から将来沈下量を確率表示して予測する。

以下に沖縄県中城湾港地区の沖積層を対象とした事例について述べる。

2. 圧密特性値の統計特性

(1) 島尻粘土の圧密特性値の統計特性

ここで対象とした粘土は、沖縄県中城村中城湾港に存在する沖積層を構成する島尻粘土である。その基本的な特性値を表-1に示す。島尻粘土に対して実施された標準圧密試験データを約800個収集し、 $\ln m_v \sim \ln p'_z$ 、 $\ln c_v \sim \ln p'_z$ 関係について整理した結果を図-1、図-2に示す。

本研究では解析対象を正規圧密領域(青色)に限定し、過圧密領域(赤色)を除いており、この正規圧密領域部分についてみると、体積圧縮係数の対数値および圧密係数の対数値は、骨格曲線を中心にばらついていることがわかる。骨格曲線式と標準偏差を表-2に示す。

図-1、図-2の島尻粘土の体積圧縮係数対数値および圧密係数対数値の平均値を対象地盤の基準として基準地盤を構築する。

表-1 島尻粘土の物理・力学特性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.72 ~ 2.79
液性限界 w_L (%)	54 ~ 71
塑性限界 w_P (%)	22.7 ~ 27.6
粘土分 (%)	45.2 ~ 52.0
シルト分 (%)	41.0 ~ 44.6
砂分 (%)	7.0 ~ 10.2
限界状態線勾配 M	1.108 ~ 1.245
基準間隙比 e_N ($\ln p'_z = 98 \text{ kPa}$)	1.11 ~ 1.20
圧縮指数 C_c	0.126 ~ 0.180
膨潤指数 κ	0.015 ~ 0.036
圧密係数 c_v (cm ² /year) (正規圧密領域)	7.0 ~ 10.2

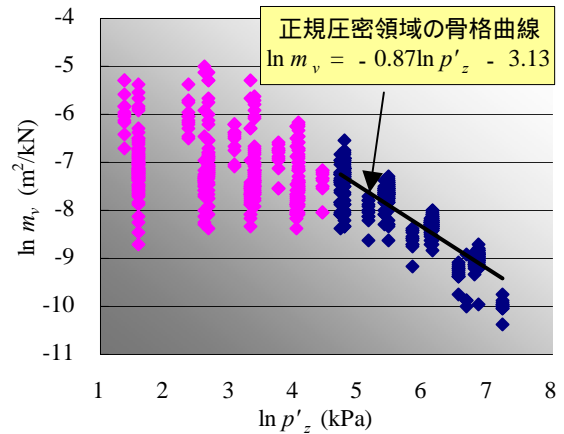


図-1 $\ln m_v \sim \ln p'_z$ 関係

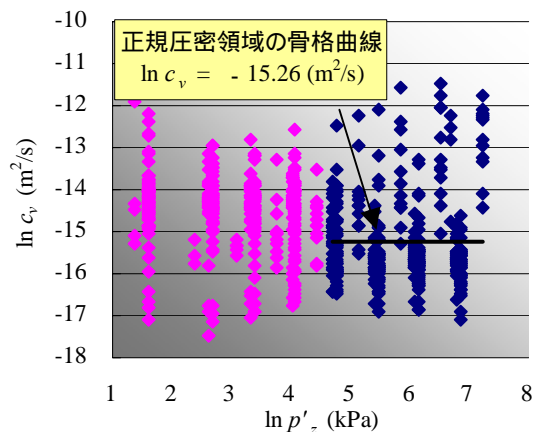


図-2 $\ln c_v \sim \ln p'_z$ 関係

表-2 島尻粘土(正規圧密領域)の体積圧縮係数対数値および圧密係数対数値の骨格曲線と標準偏差

		ln p'_z (kPa)による骨格曲線	標準偏差
体積圧縮係数の対数値	$\ln m_v$ (m^2/kN)	$\ln m_v = -0.87 \ln p'_z - 3.13$	0.25
圧密係数の対数値	$\ln c_v$ (m^2/s)	$\ln c_v = -15.26$ (平均値)	1.05

(2) 沈下に関する土質係数

a) 圧縮指数と圧縮比

圧縮指数 C_c の統計的性質は, Lumb⁴⁾, 堀内ら⁵⁾, 奥村ら⁶⁾, 松尾⁷⁾などによって調べられている. これらによると C_c の変動係数は0.2 ~ 0.4程度であり, 正規分布の適合性が良好である. 一方, 松尾ら⁹⁾, Folayan(ホロヤン)¹⁰⁾, Vanmarke(バンマルク)¹¹⁾らは, 地盤内で e がばらつくことを考慮して, 圧縮比 $m_c(1+C_c/e)$ の統計的性質を調べた. m_c は正規分布で近似でき, 変動係数は0.1 ~ 0.35程度を報告している.

b) 体積圧縮係数

体積圧縮係数 m_v は, 圧密応力の大きさによって変化するが, 堀内ら⁵⁾は各圧密レベルで m_v は対数正規分布するとしている. 一方, Krizek(クリゼック)ら⁸⁾, 奥村ら⁶⁾は正規分布に従うとしているが, 変動係数は0.05 ~ 0.3程度である. m_v の変動係数は過圧密領域で大きく, 正規圧密領域で小さくなる傾向があり, 本研究で対象とした島尻粘土の変動係数は過圧密領域で0.32, 正規圧密領域で0.13である.

c) 圧密係数

圧密係数 c_v の変動係数は0.58 ~ 0.05程度⁵⁾である. この値は過圧密領域で大きく正規圧密領域で小さくなる傾向や対数正規分布に従うことは m_v と同様である. また, 島尻粘土の変動係数は過圧密領域で0.07, 正規圧密領域で0.06である.

3. 基準地盤の構築

実際の地盤構造は層厚や排水条件, 圧密荷重などにばらつきがあるが, ここでは沖縄県中城湾の軟弱地盤の層厚調査²⁾を参考に地層構造を5層の正規圧密地盤構造とし, 圧密荷重 $p'_z = 98(kPa)$, 層厚 $H=5(m)$ の片面排水を基準地盤とし, 記号 B で表す. これらの条件をもとに基準地盤を構築する. m_v は $\ln p'_z \sim \ln m_v$ が線形関係であると仮定していることから(図-1 参照), \ln

$m_v = -0.87 \ln p'_z - 3.13$ (m^2/kN)の式を用いて求める. c_v は圧密荷重によらず一定と仮定しているため, $\ln c_v = -15.26$ より, $c_v = 2.37E-07$ (cm^2/s)とする. これらの計算より構築される基準地盤の断面図を図-3 に示す.

この基準地盤 B で圧密沈下量の計算した結果を表-3 に示す. この表では, 基準地盤が圧密度50, 70, 90, 100%のときの圧密時間と圧密沈下量を表している. 図-4 に基準地盤の圧密沈下曲線を示す.

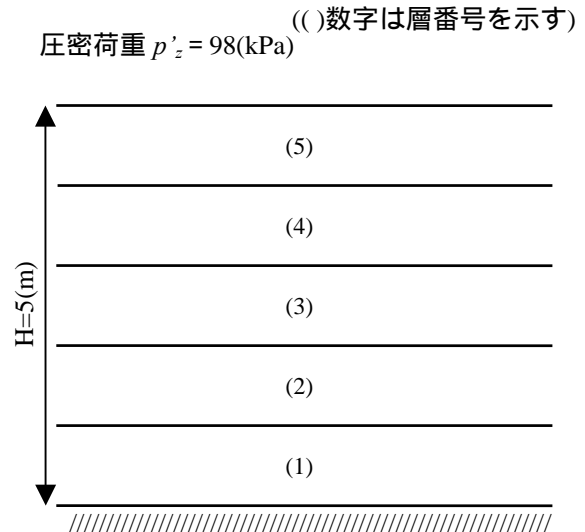


図-3 基準地盤の断面図

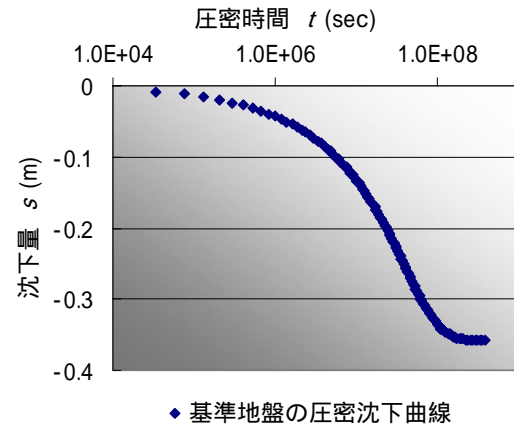


図-4 基準地盤Bの圧密沈下曲線

4. 試行モデル地盤の圧密沈下解析

試行モデル地盤を構築するためモンテカルロ法により図-1, 図-2 に示す $\ln m_v$, $\ln c_v$ の統計特性を持った m_v , c_v 値を抽出した. これを試行モデル地盤の圧密特性値とし, 有限要素法(FEM)を用いて圧密沈下解析を行い, 圧密沈下曲線を求める. このような試行を30000回を行い, それぞれについて圧密沈下曲線を求めた³⁾. 沈下量は地盤中央要素である地表沈下量の平均

値である．また，試行地盤の土層は図-5のよ
うにばらついているものとする．

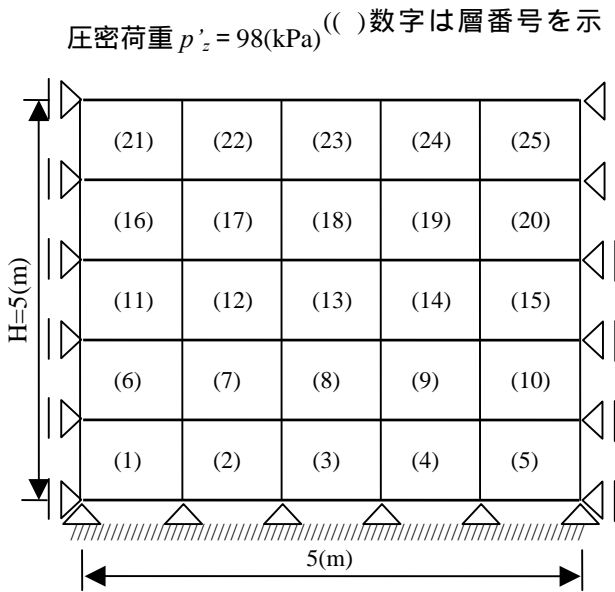


図-5 試行モデル地盤の土層区分

表-3 基準地盤と試行 1 回目のモデル地盤の圧密時間と圧密沈下量

基準地盤の 圧密度 U_B (%)	50	70	90	100
圧密時間 t (sec)	1.9E+07	3.8E+07	8.1E+07	
t (day)	215	445	942	
基準地盤の 沈下量 s (m)	0.1787	0.2502	0.3217	0.3574
試行1回目の モデル地盤 の沈下量 s (m)	0.1485	0.2264	0.3114	0.3985

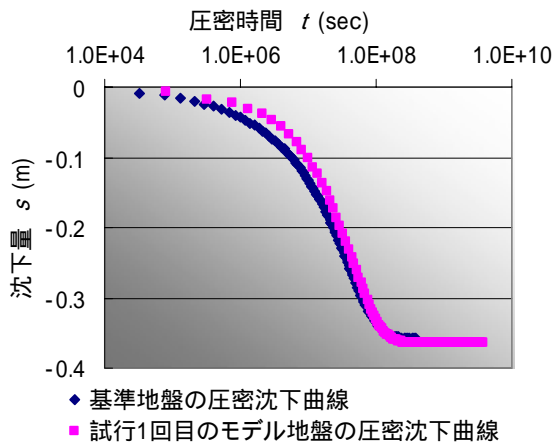


図-6 基準地盤と試行1回目のモデル地盤の圧密沈下曲線

構築した試行 1 回目のモデル地盤の圧密時間と圧密沈下量の関係を表-3 に示す．図-6 に基準地盤と試行 1 回目のモデル地盤の圧密沈下曲線を示す．モデル地盤は圧密特性値のばらつきを反映しているために基準地盤の圧密沈下曲線とは一致しないことがわかる．

5. 試行モデル地盤の統計特性

ある特定の圧密時間に着目すると，その時点での圧密沈下量は試行モデル地盤ごとに異なりばらついたものとなる．このばらつきを考慮するため，沈下量の対数を取り，基準地盤の圧密度が 10, 30, 50, 70, 90% に達する時点での頻度分布を調べた．これらの遷移過程を一つにまとめると図-7 になる．圧密進行に伴うこの頻度分布形の変化を平均，標準偏差，尖度，歪度で数値化すると，表-4 のようである．

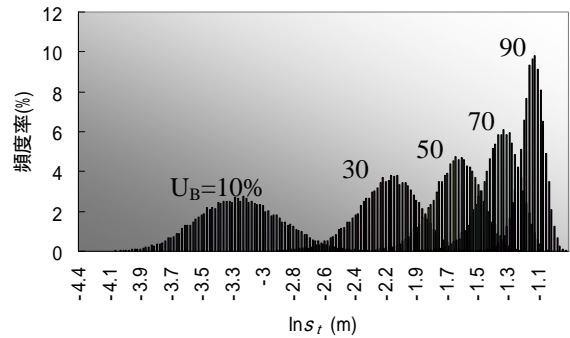


図-7 圧密進行に伴う頻度分布の変化

表-4 圧密進行に伴う頻度分布の統計特性値

基準地盤の圧密度 U_B (%)		50	70	90
$\ln s_t$	平均値 μ (m)	- 1.665	- 1.350	- 1.124
	標準偏差 (m)	0.177	0.138	0.087
	尖度	0.431	0.556	0.846
	歪度	- 0.423	- 0.515	- 0.549
$\ln s_t$ の平均値から求められる沈下量 $\exp \mu$ (m)		0.189	0.259	0.325
基準地盤の沈下量 s (m)		0.179	0.250	0.322

圧密進行に伴い平均値は単調増加，標準偏差は単調減少している．また， $\ln s_t$ から求められる沈下量と基準地盤の沈下量と一致していない．この理由の一つとして基準地盤の沈下量は対象となる地盤の m_v , c_v 値の平均値をとるのに対して， $\ln s_t$ から求められる沈下量は m_v , c_v 値のばらつきを反映しているために一致していないと考える．尖度は，圧密進行に伴い数値が大きくなっている．これは頻度分布の形が平

坦から鋭角になっていくことを示す．歪度は，表-4 より値が負であるため，分布形状が負の方向へ伸びることを示す．

ここまでの結果を利用して，観測値から確率的に沈下予測することを試みた．

6. 沈下比対数による圧密沈下予測

(1) 沈下比対数

圧密沈下量の予測に先立ち，式(1)に示す沈下比対数を定義する．沈下比対数は2つの沈下曲線 i, j に着目して定義するもので，沈下曲線 i の時刻 t_1 における沈下量 $s_{t_1}^i$ に対する沈下曲線 j の時刻 t_2 における沈下量 $s_{t_2}^j$ の比の対数であり，これを $\omega_{i t_1}^{j t_2}$ と表記する．このとき沈下曲線 i, j を図-8 に示す．

$$\omega_{i t_1}^{j t_2} = \ln \left(\frac{s_{t_2}^j}{s_{t_1}^i} \right) \quad (1)$$

ここに

$\omega_{i t_1}^{j t_2}$: 沈下比対数

$s_{t_1}^i$ (m) : 沈下曲線 i の時刻 $t = t_1$ における沈下量

$s_{t_2}^j$ (m) : 沈下曲線 j の時刻 $t = t_2$ における沈下量である．

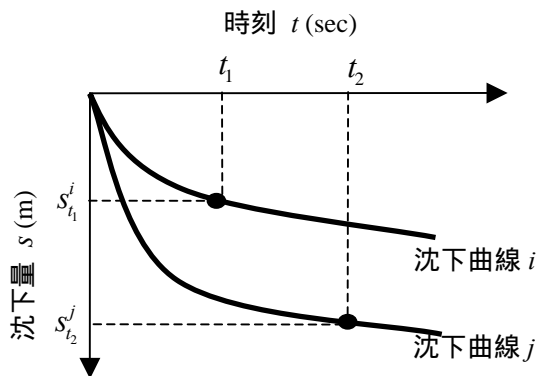


図-8 沈下曲線 i と沈下曲線 j

(2) 圧密沈下予測法

提案する圧密沈下予測法は，試行モデル地盤の全沈下曲線について，基準地盤の沈下曲線に対する沈下比対数を求め，その頻度分布を定め，この頻度分布を利用して将来予測される圧密沈下量を確率表示して予測するものである．時刻 t_1 における基準地盤の沈下量 $s_{t_1}^B$ に対して第 i 試行モデル地盤の沈下量 $s_{t_1}^i$ および $s_{t_2}^i$ の沈下比

対数を求める．ここで $s_{t_1}^i, s_{t_2}^i$ はそれぞれ，第 i 試行モデル地盤の $t = t_1, t = t_2$ における沈下量である．これを式(2)，(3)に示す．

$$\omega_{B t_1}^{i t_1} = \ln \left(\frac{s_{t_1}^i}{s_{t_1}^B} \right) = X_i \quad (2)$$

$$\omega_{B t_1}^{i t_2} = \ln \left(\frac{s_{t_2}^i}{s_{t_1}^B} \right) = Y_i \quad (3)$$

ここに

$\omega_{B t_1}^{i t_1}$: 基準地盤 B の $t = t_1$ における沈下量に対する第 i 試行モデル地盤の $t = t_1$ における沈下量の比の対数

$s_{t_1}^B$ (m) : 基準地盤 B の $t = t_1$ における沈下量

$s_{t_1}^i$ (m) : 第 i 試行モデル地盤の $t = t_1$ における沈下量

$\omega_{B t_1}^{i t_2}$: 基準地盤 B の $t = t_1$ における沈下量に対する第 i 試行モデル地盤の $t = t_2$ における沈下量の比の対数

$s_{t_1}^B$ (m) : 基準地盤 B の $t = t_1$ における沈下量

$s_{t_2}^i$ (m) : 第 i 試行モデル地盤の $t = t_2$ における沈下量である．

基準地盤の沈下曲線と試行モデル地盤 30000 回の全沈下曲線から (X_i, Y_i) を任意の t_1, t_2 について求めることができる．全試行モデル地盤について (X_i, Y_i) をプロットするとプロット点は式(4)で示す骨格曲線 \tilde{Y} の周りに分布する (図-9 参照) ．

$$\tilde{Y} = g(X) \quad (4)$$

(X_i, Y_i) のばらつきを評価するため，骨格曲線で標準化した沈下比対数 \hat{Y}_i を式(5)で定義する．

$$\hat{Y}_i = Y_i - \tilde{Y}_i \quad (5)$$

$$\tilde{Y}_i = g(X_i) \quad (6)$$

圧密特性値のばらつきを持つ地盤において， $t = t_1$ における観測沈下量 $s_{t_1}^K$ から X_K が確定され， $t = t_2$ において式(3)から確率 p (%) で発生する Y_K 及び沈下量 $s_{t_2}^K$ を推定する． X_K, Y_K は式(2)，

(3)の添字 i を K に置換えられて得られる．

$$\omega_{B t_1}^{K t_1} = \ln\left(\frac{S_{t_1}^K}{S_B^K}\right) = X_K \quad (7)$$

$$\omega_{B t_1}^{K t_2} = \ln\left(\frac{S_{t_2}^K}{S_B^K}\right) = Y_K \quad (8)$$

予測沈下比対数 $\omega_{K t_1}^{K t_2}$ を X_K , Y_K で表すと，式(9)が得られる．

$$\omega_{K t_1}^{K t_2} = \omega_{B t_1}^{K t_2} - \omega_{B t_1}^{K t_1} = Y_K - X_K \quad (9)$$

式(9)において， Y_K は式(5)において添字 i を K に置き換えた式(10)から求められる．予測沈下比対数の中央値を求める際は， $\hat{Y}_K = 0$ (骨格曲線上)より， Y_K は式(11)で求められる．

$$\hat{Y}_K = Y_K - \tilde{Y}_K \quad (10)$$

$$Y_K = \tilde{Y}_K = g(X_K) \quad (11)$$

したがって，予測沈下比対数の中央値 $\omega_{K t_1}^{K t_2}$ は式(12)のようになる．

$$\omega_{K t_1}^{K t_2} = Y_K - X_K = g(X_K) - X_K \quad (12)$$

最終的に予測沈下量の中央値 $s_{t_2}^K$ は式(13)となる．

$$s_{t_2}^K = s_{t_1}^K \exp(\omega_{K t_1}^{K t_2}) \quad (13)$$

次に $\omega_{K t_1}^{K t_2}$ を中央値とした確率 p (%) の予測沈下量の区間推定を行う．ここで標準化沈下比対数 \hat{Y}_K の確率密度関数は，正規分布関数と仮定する．この仮定の妥当性は 6. (3) で示している．区間推定の下限値の標準化沈下比対数 \hat{Y}_{K1} と区間推定の上限値の標準化沈下比対数 \hat{Y}_{K2} は正規分布表を利用して求められ Y_{K1} , Y_{K2} は式(10)から得られる．

$$Y_{K1} = \hat{Y}_{K1} + \tilde{Y}_K \quad (14)$$

$$Y_{K2} = \hat{Y}_{K2} + \tilde{Y}_K \quad (15)$$

以上より，下限値，上限値の予測沈下比対数 $\omega_{K t_1}^{K1 t_2}$, $\omega_{K t_1}^{K2 t_2}$ が得られる．

$$\omega_{K t_1}^{K1 t_2} = Y_{K1} - X_K \quad (16)$$

$$\omega_{K t_1}^{K2 t_2} = Y_{K2} - X_K \quad (17)$$

最終的に確率 p (%) となる沈下量は $(s_{t_2}^{K1} < s_{t_2}^K < s_{t_2}^{K2})$ の範囲で与えられる．

$$s_{t_2}^{K1} = s_{t_1}^K \exp(\omega_{K t_1}^{K1 t_2}) \quad (18)$$

$$s_{t_2}^{K2} = s_{t_1}^K \exp(\omega_{K t_1}^{K2 t_2}) \quad (19)$$

ここで

$s_{t_2}^{K1}$: 確率 p (%) における区間推定の下限沈下量

$s_{t_2}^{K2}$: 確率 p (%) における区間推定の上限沈下量である．

(3) 圧密沈下予測法の一例

一例として図-9 に基準地盤の圧密度 70% となる時間 ($t_1 = 445$ 日)，基準地盤の圧密度 90% となる時間 ($t_2 = 942$ 日) とした場合について (X_i, Y_i) プロット点の分布を示した．また，標準化沈下比対数の頻度分布と累積度数分布を図-10 示す．標準化した沈下比対数の平均値は - 5.9E-06 ，標準偏差は 0.03 ，尖度は 0.12 ，歪度は - 0.17 となり正規分布となることがわかった．

今，図-5 に示すような地盤で，表-2 のように圧密特性値がばらつく地盤での沈下を確率的に予測する例を示す．例えば，対象となる観測地盤の時刻 $t=t_1$ における実測沈下量 $s_{t_1}^K = -0.27$ (m) が得られているものと仮定し，時刻 $t=t_2$ において確率 $p = 50$ (%) での予測沈下量 $s_{t_2}^K$ を推定する．基準地盤の沈下量 $s_{t_1}^B = 0.25$ (m) (表-3 参照) なので $X_K = 0.077$ ，また式(11)より $Y_K = 0.268$ である．したがって沈下比対数の中央値は式(12)より $\omega_{K t_1}^{K t_2} = 0.209$ ，予測沈下量の中央値は式(13)より $s_{t_2}^K = 0.333$ (m) となる．次に $p = 50$ (%) となる予測沈下量の上限值 $s_{t_2}^{K1}$ ，下限値 $s_{t_2}^{K2}$ は式(14) ~ (19)より $s_{t_2}^{K1} = 0.327$ (m) , $s_{t_2}^{K2} = 0.339$ (m) となり区間推定値は， $(0.327$ (m) $< s_{t_2}^K < 0.339$ (m)) となる．

また、同様にして確率 $p = 90(\%)$ とした場合の区間推定値は、 $(0.319(\text{m}) < s_{t_2}^K < 0.347(\text{m}))$ となる。

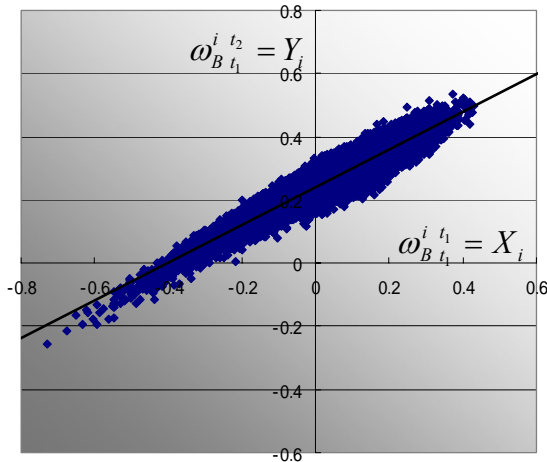


図-9 $\omega_{B t_1}^i$ と $\omega_{B t_2}^i$ の関係図

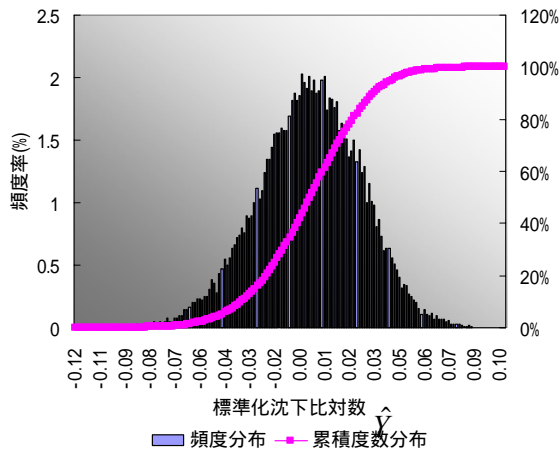


図-10 頻度分布と累積度数分布

この例に示す通り、実測沈下量から将来予測沈下量を確率表示することができる。

7. まとめ

本稿では、地盤内の圧密特性値のばらつきを考慮に入れた圧密沈下予測法を提案した。一例で示したように提案法では試行モデル地盤の全沈下曲線について、基準地盤の沈下曲線に対する沈下比対数を求め、その頻度分布から将来予測される圧密沈下量を確率的に予測できる。

参考文献

1) 吉国 洋, 井上年行, 住岡宣博, 原 久夫: 現場計測法による圧密沈下予測法の特徴について, 土と基礎, pp. 7-13, 1981.

2) 平良 聡, 呉屋健一: 中城湾港(新港地区)の軟弱層の厚さについて, 第6回沖縄地盤工学研究発表会, pp.59-60, 1993.

3) 原 久夫, 大浜由誠: 圧密特性値の確率的変動を考慮した圧密沈下量の統計特性に関する研究, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.339-340, 2007.

4) Lumb, P.: The variability of natural soils, Canadian Geotech. Jour. Vol.3, No2, pp.74-97, 1966.

5) 堀内孝英, 川村国夫: 信頼性設計のための土質の統計的な性質, 土と基礎, Vol.25, No.11, pp.11-18, 1977.

6) 奥村樹朗, 上田 孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.3, 1981.

7) 松尾 稔: 地盤工学 - 信頼性設計の理念と実際 -, 技報堂出版, 1984.

8) Krizek, R.J., Corotis, R.B. and El-Mouris, H.H.: Probabilistic analysis of prediction and measured settlements, Canadian Geotech., Vol.14, No.1, pp.17-33, 1977.

9) 松尾 稔, 浅岡 顕: 多段載荷による盛土の最適設計に関する研究, 土木学会論文報告集, 第240号, pp.35-49, 1975.

10) Folayan, J.L.: Decision theory applied to settlement prediction, Proc. ASCE, SM4, 1970.

11) Vanmarcke, E.H. and Fuleihan, N.F.: Probabilistic prediction of Levee settlement, Proc. 2nd Int. Conf. Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Eng., pp.175-190, 1975.

泥岩質粘土（クチャ）の再利用について

株式会社 ティーオーシー ○ 山里栄伸
株式会社 HTCS 江藤邦浩

1. はじめに

沖縄でクチャと呼ばれ、本島南部の太平洋側に広く分布している泥岩質粘土（以下、クチャと称する）は、海底に堆積した砂や泥が隆起して地上に現れた地層である。クチャは含水比が大旨 20～40% で、吸水、乾燥を繰り返すと崩壊する性質があるため、そのままでは裏込め材や路床材の土木資材として適さず、再利用が難しい状況にある。

今回、地すべりで生じたクチャの流出土を、無機系固化材を用いて自走式改良機にて施工を行い、仮設道路用材料として再利用し、良好な効果が得られたことから、この施工結果について報告する。

一方、無機系固化材で改良したクチャが擁壁等の裏込め材として使用可能かについて検討した三軸圧縮試験についても併せて報告する。

2. 流出クチャの改良（実施工報告）

1) 固化材の検討

泥岩質粘土等の改良固化材には従来、安価で入手容易な「セメント」が採用されている事例が多い。しかし、「セメント」の使用に対しては安全性（六価クロムの溶出）、植生効果（pHが高アルカリ性）等の問題点が指摘されており、社会の要請に応える公共事業を実施していく為にも、より適正な固化材の検討と利用の促進が求められている。表-1 に主な固化材の特徴を示す。

表-1 各種固化材の比較表

固化材	無機系固化材	セメント系	石灰系	石膏系
対象土	広範囲の土壌に対応	有機質土には難	砂質には不適	広範囲の土壌に対応
pH値	早期に中性	長期アルカリ	長期アルカリ	短期アルカリ
固化熱	殆んど発生しない	発生しない	大量に発生する	発生しない
安全性	無害	六価クロム含有	無害	無害
再泥化	なし	なし	おそれがある	おそれがある
再掘削	容易	困難	可能	可能
植生	影響なし	影響あり	影響あり	影響あり
脱臭性	無臭効果がある	悪臭に効果弱	ある程度無臭	ある程度無臭
再利用	再利用可能	受け入れ困難	受け入れ可能	受け入れ可能

本報告で取り扱う無機系固化材は、沖縄でも多くの実績があり、無害であり、植生にも影響が無く、環境に配慮した改良が可能である。

2) 施工方法の検討

今回の改良土の流出クチャは高含水で従来のバックホウ攪拌では品質にバラツキが生じると考えられることから、自走式改良機による施工を選択した。自走式改良機は、二軸パドルミキサー方式で、高い混合性能があり、粘性土および高含水比土などに対して安定した改良が可能である。また、供給土砂量を的確に計測できる「均しローラ」を装備しており、固化材添加率を高い精度でコントロールでき、品質管理が容易である。図-1 に作業概要及びフロー図を示す。

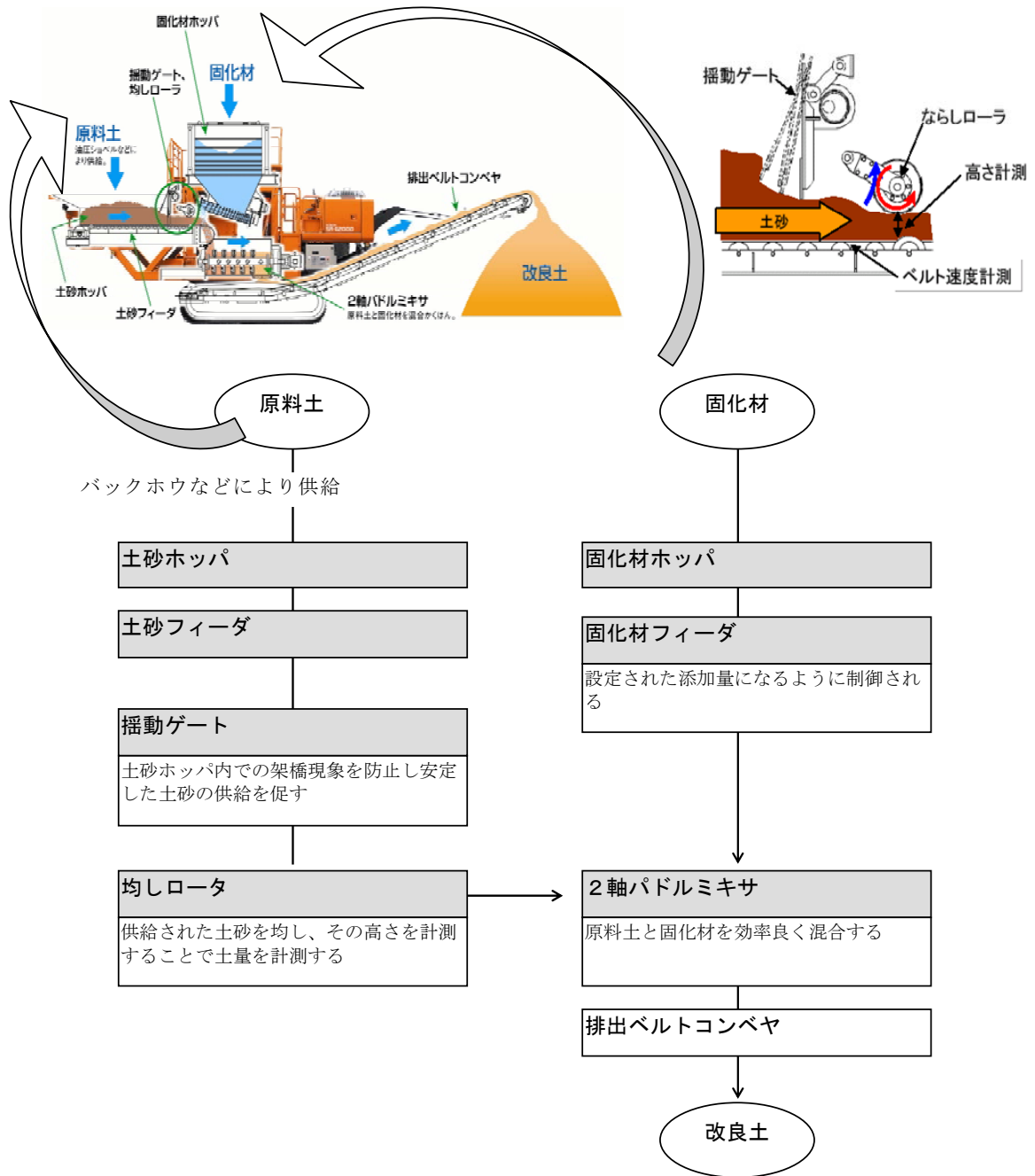


図-1 機械概要及びフロー図

3) 土質試験結果

本工事におけるクチャの改良仕様は表-2 の通りであり、品質管理として1日1回コーン試験による強度確認を実施した。結果は、 $q_c=1,300\sim 1,800\text{kN/m}^2$ となり、目標強度を満足するとともに、安定した改良土の生産が行えたことから、自走式改良機によるクチャの改良が有効であることが確認された。

表-2 改良仕様

項目	仕様
目標強度	$q_c=1,200\text{kN/m}^2$
使用固化材	無機系固化材
固化材添加量	125kg/m^3
改良方式	自走式改良機

3. 裏込め材として再利用検討（室内試験による検討）

1) クチャの改良（せん断抵抗角の向上）

一般的に施工されている補強土壁の盛土材は単なる裏込め材ではなく構造的強度が求められる主要部材の一つである。テールアルメのストリップと盛土材の摩擦係数が設計条件として定められている。摩擦係数は盛土材料のせん断抵抗角が一般的に $\phi = 30^\circ$ 以上確保する必要があるが、クチャのせん断摩擦角は $\phi = 30^\circ$ 以下であり、裏込め材として再利用するには改良が必要となる。

そこで、無機系固化材で土質試験を行い、所定の強度（せん断抵抗角 30 度）を確保する固化材の添加量を求めた。試験結果を表-3、及び図-2 に示す。

表-3 三軸圧縮試験 (CU) 結果一覧

試験条件		CU	CU	CU	CU
固化材添加率 (%)		0.0	5.0	7.5	10.0
全応力	粘着力 (kN/m ²)	20.6	91.0	118.8	74.3
	せん断抵抗角 (°)	17.3	27.2	26.0	34.2
有効応力	粘着力 (kN/m ²)	13.1	86.3	102.5	82.5
	せん断抵抗角 (°)	27.0	30.3	33.0	35.6

- ・土の湿潤密度は 1.833 t/m³
- ・図-2 より固化材量は 5%となる。
- ・固化材添加量は $1.833 \times 0.05 = 91.792 \text{kg/m}^3$ となる。

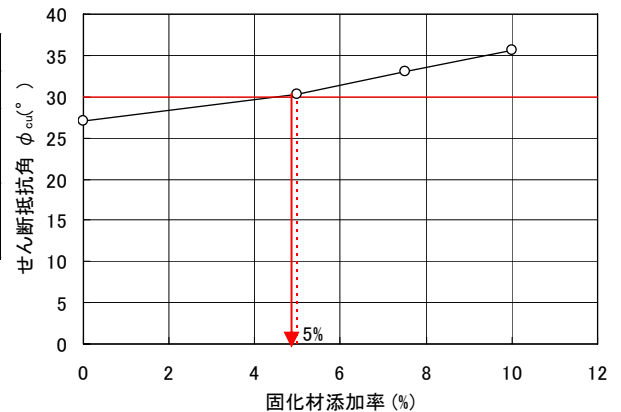


図-2 固化材添加率～せん断抵抗角の関係

2) 施工方法の検討

クチャは含水時には粘性土、乾燥時には塊となるため、一般的に均質な改良が困難であると言われている。従来のバックホウによる攪拌は品質にバラツキがあり、適正な改良土の生産には限度がありこれまで改良がなされていない。今回、自走式改良機による混合施工によって適正な改良がなされ、クチャ改良に本施工方法が有効であることが実証出来たことから、裏込め材への適用にあたっては、自走式改良機による施工が有効であると考えられる。

表-4 に従来のバックホウによる攪拌と自走式改良機による比較表を示すが、品質・施工性・経済性ともに自走式改良機による施工が優れていると考えられる。

表-4 施工方法比較表

施工方法	自走式改良機による攪拌工法	バックホウによる攪拌工法
ヤード面積	ヤードが最小 (400m ²)	ピットが必要 (900m ²)
攪拌性能	均一	不均一
現場/室内強度比	0.7~0.9 (平均0.8)	0.3~0.7 (平均0.5)
固化材添加量	低減可能 : 100kg/m ³	$100 \times (0.8/0.5) = 160 \text{kg/m}^3$
出来型管理	計量器で管理する	ピット体積と空袋で管理
品質	安定した品質が確保	オペレーターの技量により品質が変化
粘性土対応	土質を問わない	品質にバラツキが生じる
周辺環境対策	密閉した機内混合で粉塵抑制	粉塵による周辺環境が懸念される
機械調達	県内に2台あり、対応可能	機械の入手が容易である
経済性	4,374円/m ³ (材工)	5,201円/m ³ (材工)

4. まとめ

本工事施工及び土質試験をまとめると下記のとおりである。

1) 本工事施工

- ①流出クチャを改良し、仮設道路盛土として再利用を図った。
- ②自走式改良機施工を行い、従来のバックホウ攪拌に比べ、品質の向上、工期の短縮がなされ、経済性も向上した。
- ③無機系固化材を使用し、所定の強度が確保され、品質に対する安全性が実証できた。

2) 土質試験

- ④クチャを改良し、三軸圧縮試験を行い、粘着力及びせん断抵抗角の向上を確認できた。
- ⑤適正な攪拌施工によりクチャを改良し、再利用することにより環境負荷の低減が可能であることが実証できた。

5. 今後の課題

固化材と施工方法について次の課題があり、取り組みが望まれる。

1) 固化材

沖縄ではセメント、セメント系が販売されており、他の固化材は本土より取り寄せられ、運賃コストにより高額な単価となっている。固化材の主材料は「フライアッシュ」「石膏」「石灰」等である。「フライアッシュ」は石炭火力発電所の焼却灰で、リサイクルが十分でなく、大量に確保可能である。一方、「石膏」は建築廃材として多量に発生しているが、再利用なされず、廃棄処分されている。現在廃棄処分されているこれらの材料を用いて沖縄で固化材を生産することは技術的に可能となっている。循環型社会の構築に寄与することになるため、県内での生産を積極的に推進していくことが重要である。

2) 施工方法

今回無機系固化材による改良効果を報告した事例は、軟弱土の流出クチャを対象としたものであった。乾燥して塊状に固結したクチャに対する改良の実績はない。しかしながら、自走式パドルミキサーでは、より強度のある琉球石灰岩を粉碎させた実績もあることから、塊状のクチャに対しても、改良が可能と考える。



図-3 施工状況

【参考文献】 財団法人土木研究センター；補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル
株式会社シビルエンジニアリング；土質材料試験報告書
独立行政法人土木研究所；建設発生土利用技術マニュアル

空洞を有する琉球石灰岩層の支持力模型実験と数値解析

オリエンタル白石株式会社 大内 正敏, 清住 真
東京工業大学 日下部 治
株式会社不動テトラ 高橋 通夫
日特建設株式会社 松原 健蔵

1. はじめに

琉球石灰岩の一軸圧縮強さ q_u は、固結した岩塊状の場合（以後、固結石灰岩と略）、新城・中村¹⁾によると $5\sim 100\text{MN/m}^2$ と報告されている。これより、固結石灰岩は構造物基礎の支持層として十分な強度を有している。しかし、空洞を有することから、基礎工学的な問題点を抱えている。本研究は、固結石灰岩に支持した基礎の実用化を目的として、空洞を考慮した支持力評価を検討している。これまでの研究成果として、空洞の影響を評価した直接基礎の降伏荷重は、2次元弾塑性 FEM 解析による数値実験の結果から、空洞を有する時の破壊メカニズムを分析して、簡便に算出できるようになった²⁾。さらに、矩形空洞を有する固結石灰岩を模擬した模型地盤で直接基礎の支持力実験を実施し、模型地盤に生じる破壊の進行過程を観察した^{3), 4), 5), 6)}。本論文は、模型実験で観察された空洞を有する破壊メカニズムを分析して、上界値計算による模型実験のシミュレーションを実施した。その結果、上界値計算による空洞評価は、実務の上で有用性があることを確認した。

2. 模型実験の概要

実験は、図.1.(a), (b)に示す鋼製の土槽を用いて、重力場による平面ひずみ条件で実施した。土槽の内寸は、幅 700mm、高さ 500mm、奥行き 120mm である。土槽の前面は、模型地盤に生じる破壊の進行過程を観察するため、鋼製の格子を介したアクリル板とした。これに伴い、土槽前面の剛性不足により、模型地盤はアクリル板側へ膨らむことが懸念された。模型地盤の膨らみは、実験結果の解釈に大きく影響を及ぼすことから、格子の A 点をダイヤルゲージで計測した。模型基礎は、鋼製で幅 40mm、高さ 50mm、奥行き 120mm である。載荷は変位制御方式とし、模型基礎の鉛直沈下量 S_v を 2.5mm/h の速度で与えた。

模型基礎の回転と水平移動は、図.1.(c)に示す球座とローラーで自由とした。模型基礎の回転量は、模型基礎の端部と中央に設置した 3 つのポテンシオンメータから計測された模型基礎の傾きとした。模型基礎の水平移動量は、ダイヤルゲージで計測されたローラー下端の移動量とした。模型地盤の前面には、模型地盤に生じる破壊の進行過程を視覚的に分かり易くするため、メッシュを $5\sim 10\text{mm}$ 間隔で引いた。

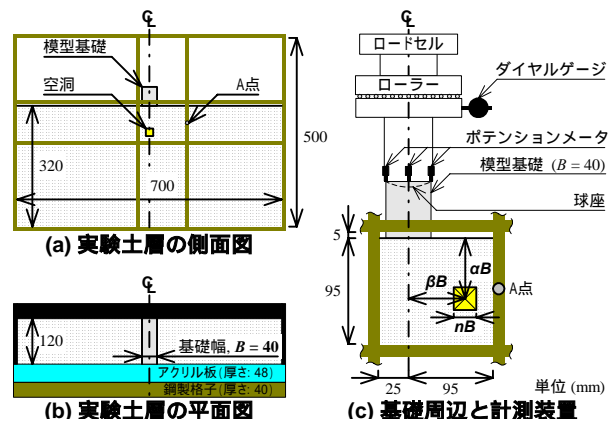


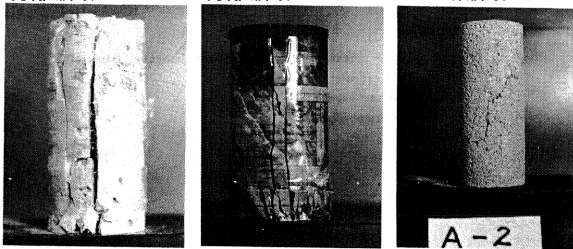
図.1 実験土槽と計測装置の概要

模型地盤の強度・変形特性は固結石灰岩を模擬し、新城・中村¹⁾が実施した沖縄県各地から採取した固結石灰岩の一軸圧縮試験の結果を参考とした。固結石灰岩の接線変形係数と一軸圧縮強さの比 $E_{t,50}/q_u$ による工学的分類は、那覇・読谷石灰岩と本部石灰岩が 2000 であり、牧港石灰岩が 500 である。一軸圧縮強さ q_u は、那覇・読谷石灰岩が $5\sim 50\text{MN/m}^2$ 、本部石灰岩が $35\sim 100\text{MN/m}^2$ であり、牧港石灰岩は $5\sim 12\text{MN/m}^2$ である。写真.1 に示す供試体の破壊形式は、工学的分類の指標 $E_{t,50}/q_u$ が 2000 となる那覇・読谷石灰岩と本部石灰岩が縦状に亀裂が入る脆性的な分離破壊であり、 $E_{t,50}/q_u$ が 500 となる牧港石灰岩がせん断破壊である。模擬した固結石灰岩は、実験装置の載荷容量を考慮して、3 つの試料の中で最も一軸圧縮強さ q_u が小さい牧港石灰岩とした。

模型地盤の材料は、早強セメントと水と珪砂を使

用した。これらとは別に、練り混ぜ直後の材料の作業性を向上させるため、高性能減水剤と増粘剤を使用した。珪砂の物理特性は、密度が 2.645g/cm^3 、最大粒径が 2mm 、均等係数が 7.1 、曲率係数が 1.1 、 50% 粒径が 0.4mm である。各材料の混入率は、牧港石灰岩の一軸圧縮強さ q_u と工学的分類指標 $E_{t,50}/q_u$ を発揮するように調整し、一軸圧縮試験の結果から決定した³⁾。その結果、各材料の混入率は、水が 476kg/m^3 、早強セメントが 390kg/m^3 、珪砂が 1058kg/m^3 、高性能減水剤が 4.72kg/m^3 、増粘剤が 4.76kg/m^3 となる。これらの混入率であれば、一軸圧縮強さ q_u と工学的分類の指標 $E_{t,50}/q_u$ は、牧港石灰岩とほぼ同じ 4.8MN/m^2 と 600 になる。供試体の破壊形式も、牧港石灰岩と同じせん断破壊となる。ちなみに、単位体積重量 γ は 17.5kN/m^3 、含水比は 22% 、ポアソン比は 0.16 、 q_u と引張強さの比は 6.7 となる。

$q_u = 5 \sim 50\text{MN/m}^2$	$q_u = 35 \sim 100\text{MN/m}^2$	$q_u = 5 \sim 12\text{MN/m}^2$
$E_{t,50}/q_u = 2000$	$E_{t,50}/q_u = 2000$	$E_{t,50}/q_u = 500$
分離破壊	分離破壊	せん断破壊



(a) 那覇・隼谷石灰岩 (b) 本部石灰岩 (c) 牧港石灰岩
写真.1 固結石灰岩の一軸圧縮試験の結果¹⁾

模型地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は、山口大学が所有する高圧三軸試験機による UU 試験から求めた。供試体は、不飽和試料を用いた。セル圧は、 2.5 、 6.5 、 12MN/m^2 の 3 通りを実施し、 $0.1\text{MN/m}^2/\text{min}$ の速度で所定の大きさまで増加させた。軸ひずみは、 $0.05\%/ \text{min}$ の速度で最大で 10% まで与えた。軸ひずみは、外部変位計のダイヤルゲージで測定した。最大強度は、軸ひずみが 10% に到達しても発揮されなかった。図.2 は、UU 試験による模型地盤の軸ひずみが 10% に到達した時のモールの応力円群である。モールの応力円群の包絡線から得られる粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は、 0.95MN/m^2 と 23.6° である。

模型実験の手順は、次のことを順に実施した。

- (1) 土槽の内側は、模型地盤との摩擦を取除くため、シリコンオイルを塗った。土槽の中には、空洞の型枠となる発泡スチロールを設置した。
- (2) 各材料は、電動ミキサーで 10 分間混合し、土

槽内に高さ 32cm となるように入れた。土槽は湿った布で覆い、その上から湿度と温度が変化ないようにビニールシートでさらに覆った。

(3) 模型基礎と計測機器の設置や空洞の作製は、養生開始から 6 日目に実施した。模型基礎の底面は、一軸圧縮強さ q_u が 22MN/m^2 のモルタルを $1\sim 2\text{mm}$ 程度の厚さで敷き、凹凸を均して水平にした模型地盤の表面と完全に密着するようにした。空洞は、土槽前面の亚克力板と格子を取外し、土槽前面から模型地盤の中に埋め込まれた発泡スチロールをアセトンで溶かし、その溶かした跡とした。

(4) 載荷は、材齢 7 日目に実施した。模型基礎の鉛直沈下量 S_V は、 10mm ($S_V/B = 25\%$) まで与え、その後、同じ速度で除荷した。図.1.(c) に示す基礎直下の格子の窓の中のメッシュは、鉛直沈下量と基礎幅の比 S_V/B が 1% 毎にデジタルカメラで撮影した。模型地盤の品質は、模型地盤と同じミキサー内の試料で模型地盤と同じ養生条件で作製された 3 本の供試体による一軸圧縮試験の結果から確認した。

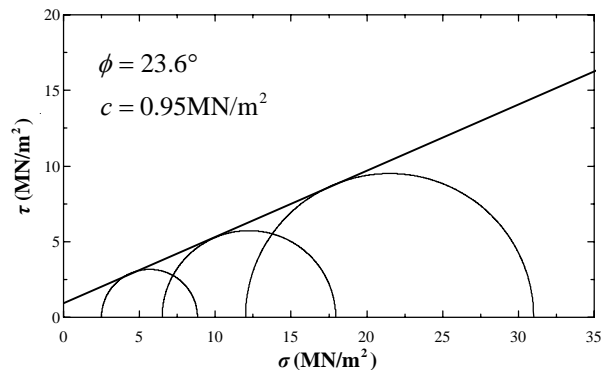


図.2 模型地盤のモールの応力円群

3. 模型実験の結果

模型実験は、空洞の大きさと位置の影響^{4),5)}、そして、 2 つの空洞の影響⁶⁾を検討した。本論文では、図.1.(c)の β がゼロの空洞が模型基礎の真下に存在する時を上界値計算でシミュレーションした。表.1 は、シミュレーションした模型実験の一覧である。

図.3 は、模型実験の荷重-沈下曲線である。載荷荷重 q は、模型地盤の品質確認のために作成した 3 本の供試体から得られる一軸圧縮強さ q_u の平均値で無次元化した。鉛直沈下量 S_V は、模型基礎の幅 B で無次元化した。図中の降伏点は、両対数上に表した時の第 1 折れ点とし、この時の載荷荷重 q と鉛直沈下量 S_V を降伏荷重と降伏沈下量とした。

図.3.(a)の no-void の q/q_u は 降伏時で 1.5 となり、

降伏後も鉛直沈下量 S_V の増加と共にだらかに増加し、 $S_V/B = 25\%$ で凡そ 3.6 となり、極限状態が観測されない。Ladanyi⁷⁾による岩盤上の杭先端の極限支持力は、下界定理から導き出され、式 (1) となる。ここで、 N_ϕ は式 (2) から計算され、 D は基礎の根入れ深さである。基礎の根入れ深さが無い場合、式 (3) となり、これから求まる q_d/q_u は、図 2 の UU 試験のモール円から得られる内部摩擦角 ϕ を使用すると、3.3 となる。これより、no-void は極限支持力まで発揮していないが、no-void に与えた載荷荷重 q は下界定理による極限支持力相当である。

$$q_d/q_u = (N_\phi + 1) (1 + D \times \cos\phi / (2B)) \quad (1)$$

$$N_\phi = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \quad (2)$$

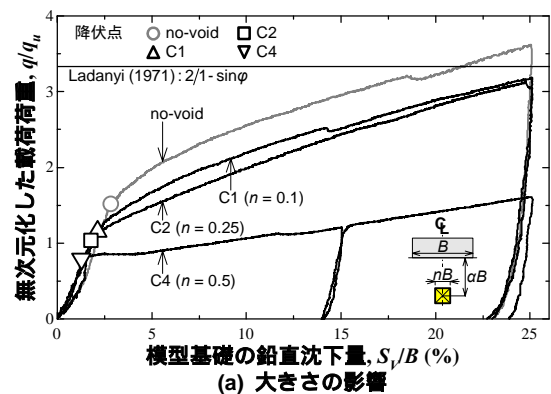
$$q_d/q_u = 2 / (1 - \sin\phi) \quad (3)$$

図 3.(a) は、空洞の深さと基礎幅の比 α が 0.75 のケースを示し、空洞の大きさの影響を評価する。荷重-沈下曲線の勾配は、載荷開始から降伏点までの初期勾配と除荷勾配で空洞の大きさの影響がない。初期勾配は、模型基礎に設けた球座と載荷ロードとの馴染みによるベディングエラーの影響で載荷初期に下に凸となり、その後、直線的になる。この直線的な勾配と除荷勾配は、no-void を含めた全てのケースでほぼ同じになる。空洞を有する場合も no-void と同様に $S_V/B = 25\%$ まで極限值を示さないで q/q_u が増加するが、降伏点以降の q/q_u は、空洞があると降伏点以降の勾配が小さくなり、 $S_V/B = 25\%$ で no-void よりも小さくなる。C1 ($n=0.1$) と C2 ($n=0.25$) の降伏点以降の q/q_u は、 $S_V/B = 15\%$ 付近まで空洞が小さい C1 の方がやや大きい。C1 と C2 の荷重-沈下曲線が重なり、 $S_V/B = 25\%$ 付近でほぼ同じになる。これに対して C4 ($n=0.5$) の降伏点以降の q/q_u は、C1 や C2 に対して降伏点以降の荷重-沈下曲線の勾配が極端に小さくなり、 $S_V/B = 25\%$ で C1 と C2 の凡そ半分になる。図 3.(b) は、空洞の幅と基礎幅の比 n が 0.25 と 0.5 で、空洞の深さと基礎幅の比 α が 0.75 と 1.75 のケースを示し、空洞の深さの影響を評価する。ベディングエラーを除いた直線的な降伏点までの初期勾配と除荷勾配は、空洞の深さの影響がなく、全てのケースでほぼ同じになる。降伏点以降の q/q_u は、空洞が深くなっても no-void と同様に極限值を示さずに $S_V/B = 25\%$ まで増加した $n=0.25$ の場合 C2 ($\alpha=0.75$) と C3 ($\alpha=1.75$) の降伏点以降の q_d/q_u は、 $S_V/B =$

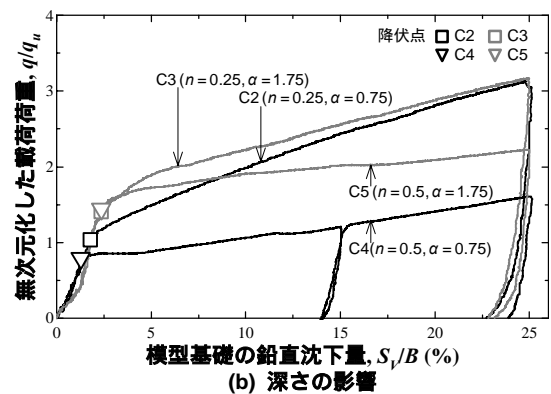
20% 付近まで空洞が深い C3 の方が大きい。C1 と C2 の荷重-沈下曲線が重なり、 $S_V/B = 25\%$ 付近でほぼ同じになる。 $n=0.5$ の場合 C4 ($\alpha=0.75$) と C5 ($\alpha=1.75$) の降伏点以降の q_d/q_u は、鉛直沈下量 S_V が増加するに従って C4 が C5 へ漸近しているように見える。

表 1 実験ケースの一覧

No.	実験名	n	α
1	no-void	-	
2	C1	0.1	0.75
3	C2	0.25	0.75
4	C3	0.25	1.75
5	C4	0.5	0.75
6	C5	0.5	1.75



(a) 大きさの影響



(b) 深さの影響

図 3 載荷荷重と鉛直沈下量の関係

実験終了時の模型地盤には、3 種類の不連続線が観察された。これらの不連続線は、それぞれの特徴からすべり線、引張クラック、面外方向のギャップと定義した。図 4.(a) は、no-void の $S_V/B = 25\%$ の写真上に、実験終了の土槽を解体して土槽の前面から観察された不連続線を重ねたものである。すべり線は、模型地盤の前面に引いたメッシュを切断し、開口や段差を生じていない。引張クラックは、目視でも十分に確認できるような開口を生じている。面外方向のギャップは、模型地盤の前面に段差を生じており、実験中にアクリル板を通して観察されたが、主に土槽の解体後に観察された。これは、土槽の拘

束力で押えつけられていた模型地盤が、土槽を解体することで拘束力が開放され、模型地盤が膨れたためと考える。模型地盤の白く変色している領域の末端部は、面外方向のギャップと一致している。白く変色している領域は、高い圧力で模型地盤がアクリル板を押すことで発生したと考えられ、降伏点以降に観察された。実験中の no-void の模型地盤の奥行き方向のひずみは、格子の A 点での計測結果から、降伏荷重の時で $8.3 \times 10^{-3} \%$ であり、 $S_v/B = 25 \%$ で 0.17% である。図 4. (b) は、降伏点付近の $S_v/B = 3 \%$ から $S_v/B = 25 \%$ までの変位増分ベクトル図に、 $S_v/B = 25 \%$ の時に観察された模型地盤の変色している領域と土槽を解体して観察された不連続線を重ねたものである。変位増分ベクトルは、鉛直沈下量 S_v の増分で無次元化した。すべり線の左右では、変位増分ベクトルの鉛直成分に差を生じている。深さ $1B$ 付近までのすべり線に囲まれた領域は、他の領域に比べて変位増分ベクトルが卓越している。これより、このすべり線に囲まれた領域は、模型基礎の沈下と共に模型地盤へ押し込まれて、深さ方向へ荷重を伝達している。球根状に発生している面外方向のギャップは、内側領域の変位増分ベクトルが卓越している。模型基礎の端部から伸びている引張クラックの上下では、下側の変位増分ベクトルのみが発生している。

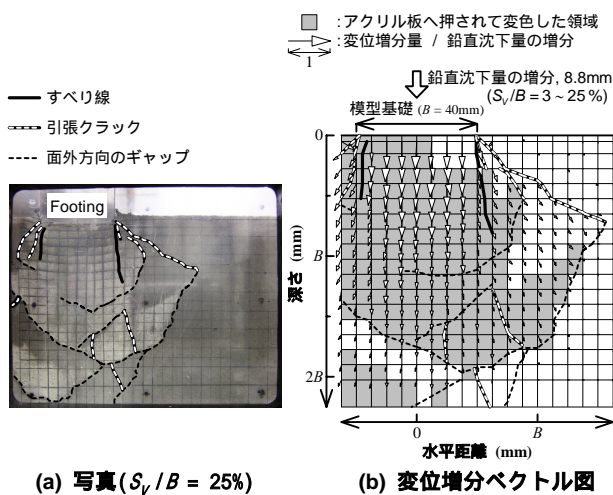


図 4 空洞がない時の模型地盤の破壊状況

図 5 は、実験終了の土槽を解体して土槽の前面から観察された不連続線である。なお、観察された不連続線は、土槽の前面と背面でほぼ対称であった。図 5. (a) に示す空洞がない場合の破壊形式は、砂地盤上で観察される全般せん断破壊と異なる。模型基礎の直下に形成されたすべり線に囲まれた土塊は、

左右の地盤を押し退けず、直下の地盤を圧縮している。そして、破壊領域は深さ方向へ進展し、面外方向のギャップは球根状に深さ $3B$ 程度まで進展している。この破壊形式は、Ladanyi の実験結果⁸⁾と似ている。Ladanyi は、砂地盤中に埋め込まれた直径 3.5cm の中空円筒の模型杭の内部から、着色した砂とセメントを層状に注ぎ、それをピストンで杭内から押し出し、所定のピストン貫入量の後、模型地盤に水を加えて固化させてから切断し、杭先端部を観察した。その結果、杭先端部のメカニズムは、Plandtl 型の破壊メカニズムと異なり、地盤の押広げ現象であることを確認した。地盤の押広げ現象が球根状の場合、Hirayama⁹⁾は深さ方向へ地盤が圧縮されるパンチング破壊と定義した。ただし、本実験で観察された空洞がない破壊形式とパンチング破壊で唯一異なる点は、すべり線の有無である。パンチング破壊には、すべり線が存在しない。図 5. (b) に示す C1 の破壊形式は、空洞がない場合と同じく、模型基礎の直下のすべり線に囲まれた土塊が模型地盤に押し込まれ、深さ方向へ地盤が圧縮されることから、面外方向のギャップが球根状に発生している。ただし、両者の破壊形式は同じであるが、図 3. (b) の $S_v/B = 25 \%$ での q/q_u は、両者で同じにならず、no-void が 3.6 で C1 が 3.2 となる。空洞は実験終了で完全に潰され、位置が 5mm ほど下に動いていた。

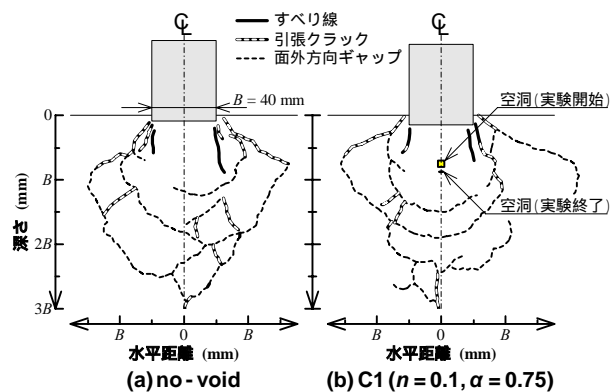


図 5 実験終了時の模型地盤

図 6 は、降伏点付近の鉛直沈下量 S_v から $S_v/B = 25 \%$ までの無次元化した変位増分ベクトル図に、 $S_v/B = 25 \%$ の時に土槽の前面で観察された模型地盤の変色している領域と土槽を解体して観察された 3 種類の不連続線を重ねたものである。観察された不連続線は、土槽の前・背面と模型基礎の中心線でほぼ対称に発生していた。図化した深さは、面外方向

のギャップが観察された深さまでとした。

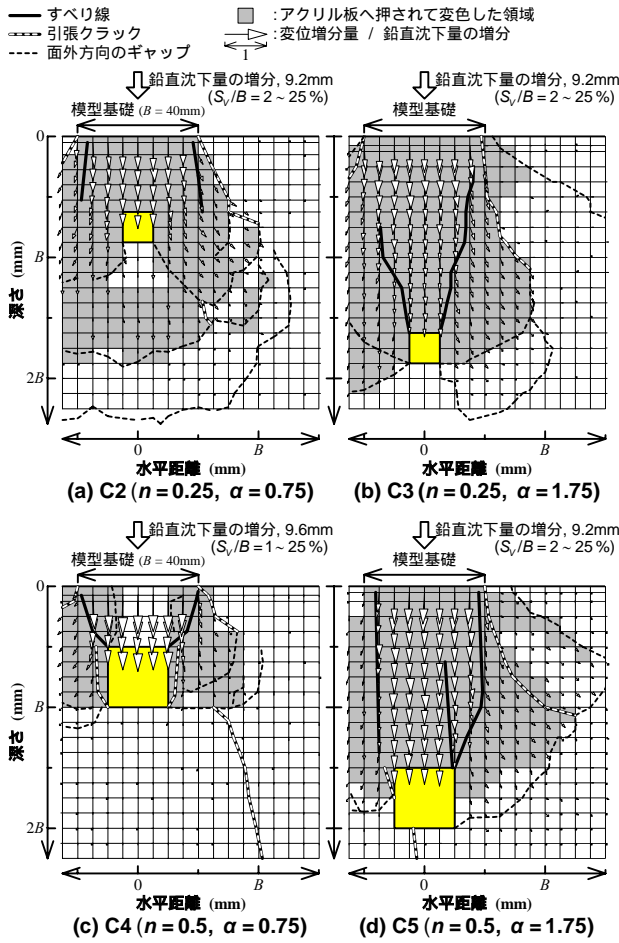


図.6 空洞がある時の変位増分ベクトル図

C2 ($n = 0.25, \alpha = 0.75$)を除いた図.6.(b), (c), (d)のすべり線は、模型基礎の端部から空洞上部の隅角部を結ぶように進展している。これより、すべり線に囲まれた土塊は、模型基礎の沈下に伴って空洞へ落込んでいる。空洞へ落込む土塊は、すべり線に沿う水平成分の変位増分ベクトルがなく、また、空洞の側壁周辺で空洞を広げるような変位増分ベクトルの水平成分が僅かに発生していることから、空洞を押し広げながら沈下している。空洞が大きくて浅くなるほど、空洞へ落込む土塊の変位増分ベクトルの鉛直成分は、大きくなる。空洞へ落込む土塊の左右に存在するすべり線と面外方向のギャップに囲まれた土塊は、空洞へ落込む土塊に押されることにより、深さ方向へ荷重を伝えている。 $S_v/B = 25\%$ の時点では、空洞を囲むような球根状の面外方向のギャップが観察されていないことから、すべり線と面外方向のギャップに囲まれた土塊は、空洞を避ける様にして荷重を深さ方向へ伝達している。つまり、空洞の下端には、荷重が伝達されていない。C2は、図.6.(a)

の不連続線が図.5の no-void や C1 ($n = 0.1, \alpha = 0.75$)と似ており、図.3.(a)の $S_v/B = 25\%$ での q/q_u が C1 とほぼ同じになる。すべり線は、空洞上部の隅角部へ進展せず、模型基礎の端部から深さ $0.5B$ 程度まで発生している。面外方向のギャップは、空洞下部の隅角部から球根状に発生し、それを囲む様にさらに球根状に発生している。このことから、空洞の下端の模型地盤にも、荷重は伝達されている。

4. 上界値計算による模型実験のシミュレーション

図.7 は、上界値計算に用いた可容速度場である。破壊メカニズムは、図.6で観察された空洞へ落込む土塊とすべり線を参考にして、基礎直下の内部摩擦角 ϕ の角度を有する台形ブロックが、その下の3つの三角形ブロックを空洞へ押込むようにした。模型基礎の速度 V_0 は、計測された模型基礎の回転角と水平移動量を無視し、鉛直成分のみとした。回転角は最大で凡そ 0.3° であり、水平移動量は最大で凡そ 0.4mm である。これらの値は、模型基礎の据付精度の影響で発生しており、微小であることから、模型基礎の速度 V_0 に影響しないと判断した。全内部消散は、不連続線上での各速度の不連続量を ΔV_{ij} ($i, j = a, b, d, e$) とすると、式.(4)となる。全外力仕事は、模型基礎の極限応力の上界値を q_d とし、各ブロックの面積を A_k ($k = I, II, III$) とすると、式.(5)となる。上界値 q_d は、全内部消散と外力仕事を等置し、基礎直下の台形ブロックの高さ ζ を変数とし、最小値を求める。

$$2c(\Delta V_{ab} + \Delta V_{bd} + \Delta V_{be} + \Delta V_{de}) \quad (4)$$

$$\gamma(A_I V_I + 2A_{II} V_{II} + A_{III} V_{III}) + qV_0 B \quad (5)$$

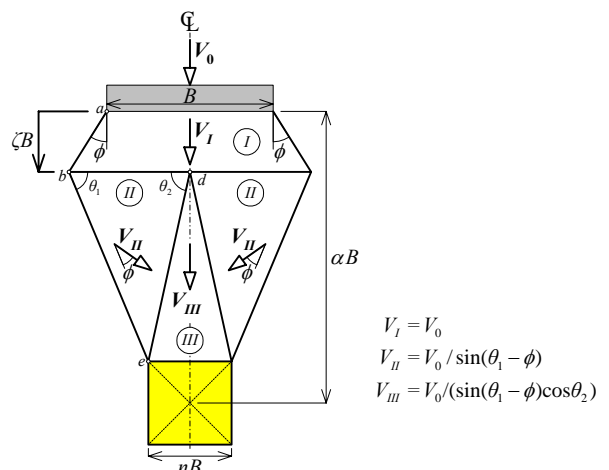


図.7 可容速度場

図.8 は、上界値計算と模型実験の比較である。模型実験は、 $S_f/B = 25\%$ の時であり、模型地盤の一軸圧縮強さ q_u で無次元化した。上界値 q_d は、模型地盤の代表的な q_u で 4.8MN/m^2 で一律に無次元化した。上界値 q_d は、空洞が小さくなると支持力が増加する傾向を再現している。空洞の深さと基礎幅の比 α が 0.75 の場合、上界値 q_d と模型実験は、空洞の幅と基礎幅の比 n が 0.1 を除けば、誤差が凡そ 3 割で概ね一致する。空洞の幅と基礎幅の比 n が 0.18 以下は、上界値 q_d が no-void を超えることから、計算上、空洞を無視し得る範囲となる。しかし、上界値 q_d と C1 ($n = 0.1, \alpha = 0.75$) が一致せず、設定した破壊メカニズムと図.5.(b)の観察された不連続線は明らかに異なる。台形ブロックの高さ ζ は、空洞の深さと基礎幅の比 α が 0.75 の場合、常にゼロである。これは、模型基礎の底面と模型地盤にはすべりを生じることが示唆しており、基礎底面と模型地盤との付着力は、模型地盤の粘着力 c と同じにした。

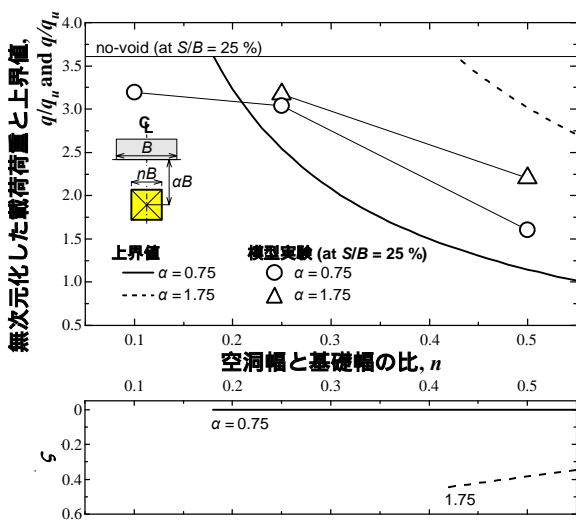


図.8 上界値計算と模型実験の比較

5. まとめ

模型実験で観察された空洞を有する時の破壊メカニズムを分析して、模型基礎の真下に空洞がある時を上界値計算でシミュレーションした。その結果、以下の知見が得られた。

1. 空洞がない模型地盤の破壊メカニズムは、深さ方向へ球根状に破壊が進展する地盤の押広げ現象であることを観察した。空洞を有する模型地

盤の破壊メカニズムとして、空洞へ落込む土塊と、それに押されて深さ方向へ荷重を伝達する土塊を観察した。

2. 上界値は、模型実験の結果と概ね一致した。これより、上界値計算の実務上の有用性を確認した。ただし、空洞が小さい場合、定めた可容速度場と実現象が異なるため、上界値計算の適用に対して注意が必要である。

参考文献

- 1) 新城, 中村: 琉球石灰岩の圧縮強度について, 第 44 回農業土木学会九州支部講演集, pp.160-170, 1974.
- 2) Kiyosumi, Kusakabe, Ohuchi, Le Peng: Yielding Pressure of Spread Footing above Multiple Voids, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*, ASCE, Vol.133, No.12, pp.1522-1531, 2007.
- 3) 清住, 大内, 前寺, 日下部, 高橋, 江藤: 空洞を有する琉球石灰岩層の支持力実験に用いる模型地盤の作製, 第 20 回沖縄地盤工学研究発表会, pp.49-52, 2007.
- 4) 前寺, 日下部, 清住, 大内, 高橋, 江藤: 空洞を有する硬質地盤の二次元支持力模型実験, 第 20 回沖縄地盤工学研究発表会, pp.53-56, 2007.
- 5) 清住, 大内, 前寺, 日下部: 単一空洞を有する硬質地盤に設置した浅い基礎の二次元支持力模型実験, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1319-1320, 2008.
- 6) 前寺, 日下部, 清住, 大内: 複数空洞を有する硬質地盤に設置した浅い基礎の二次元支持力模型実験, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1321-1322, 2008.
- 7) Ladanyi, B. (1971). "Bearing Capacity of Pile Driven into Rock: Discussion." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 8, 611-613.
- 8) 地盤工学会: 地盤工学ハンドブック, 第 3 章 基礎構造物, 3.4 杭基礎, pp.783-871, 1999.
- 9) Hirayama: A Unified Base Bearing Capacity Formula for Piles, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.28, No.3, pp.91-102, 1988.

琉球石灰岩データベース作成活動に関する調査研究（その4）

- 琉球石灰岩砂礫部で実施された孔内水平載荷試験から読みとれる傾向について -

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会 間 弘昭

新城 俊也 大内 正敏 武田 雅人

照井 幸治 安谷屋 賢

1. はじめに

琉球石灰岩層は、琉球列島の各地に分布する第四紀更新世のサンゴ礁堆積物による堆積層であり、比較的標高の低い「低島」と呼ばれる島々を主に形成している。琉球石灰岩は、地層内での固結の程度が非常に不均質であり、岩盤として完全に固結している部分から、礫状、砂礫状、砂状、シルト状と未固結になる部分まで、地盤としての層内変化が顕著である。さらに、石灰岩層では大小の空洞や空隙が存在し、地下水を涵養する琉球列島での絶好の帯水層となっているものの、全体的な地層の不均質さから、構造物の支持地盤として工学的評価が非常に難しい地盤である。

本研究会では、琉球石灰岩層に関する調査データを集積し、データベースとして調査分析を行ってきた。基本的に琉球石灰岩層を「砂礫部」「固結部」に分け、沖縄地盤工学研究発表会を通じて工学的特性の調査研究の成果^{1) 2) 3)}を公表している。

今回は、石灰岩層の砂礫部で実施された孔内水平載荷試験による調査結果について、N 値や土被り圧との関係、および試験時によって得られるパラメーター間の関係を、限られたデータ数をもとに考察したものである。

2. 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験は、ボーリング孔を利用した原位置試験で、硬質のゴムあるいは金属製のゾンデを孔内に挿入し、地盤を水平方向へ押し広げることにより、圧力と変位量の関係から、地盤の変形係数 E_b を測定する調査方法である。原位置の石灰岩層の力学的特性を把握する方法としては、標準貫入試験以外には同方法の実施が主流であるが、調査例は少ない。LLT (Lateral Load Tester) と呼ばれる普通載荷の方法でほとんど実施されており、岩盤状となった箇所では高圧で測定ができるエラストメーターを使用することがある。図1に孔内水平載荷試験結果の模式図を示す。初期圧力 P_0 、降伏圧力 P_y 、および極限圧力 P_l は図の関係にあり、載荷圧力とゾンデの半径の関係から、地盤係数 K_m と変形係数 E_b は次式により算出される。

$$\text{地盤係数 } K_m (\text{kN/m}^3) = P_e / r \quad (1)$$

$$\text{変形係数 } E_b (\text{kN/m}^2) = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot K_m \quad (2)$$

ここに、 P_e : 圧力 - 半径曲線部分における圧力増分 (kN/m^2)

r : P_e に対する変位増分 (m)

ν : ポアソン比 (通常 0.3 or 0.33)

r_m : K_m を求めた区間の中間半径 (m)

ゾンデが孔壁に接し、地盤を押し始める圧力。

掘進により膨らんだ孔壁を押し戻す過程。

孔壁が掘削前の状態に戻る圧力。

地盤への載荷過程。 $P_e - r$ 曲線はほぼ直線をなし、変形速度

$P_e - H$ 曲線はほぼ一定。

地盤の降伏点。曲線は右にわん曲し、変形速度 $P_e - H$ は

明瞭な屈曲点を示す。

破壊点。地盤の変形が徐々に増大する。

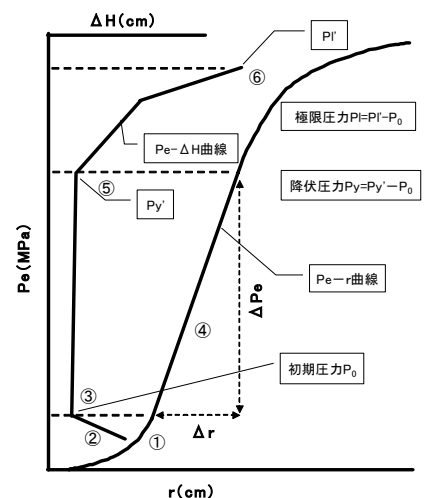


図1. 孔内水平載荷試験結果模式図

砂礫部での試験結果によると、 $P_e - r$ や $P_e - H$ 曲線は、模式図に近い曲線にあり、 P_0 、 P_y および P_I の測定が可能な場合が一般的であるが、一方石灰岩の抵抗が大きすぎて、 $P_e - r$ 曲線は急激に立ち上がり、 P_y に至らない場合、あるいは各屈曲点が不明瞭で、 P_0 と P_y の決定が困難な孔壁の乱れとして判断される場合がある。ここでは P_0 、 P_y が測定でき、 E_b が算出可能な試験結果の良好なデータのみを選択し、以下の関係について分析を行った。

3. N 値との関係

変形係数 E_b と降伏圧 P_y について N 値との関係を図 2 と図 3 に示した。N 値と E_b の相関については良好な関係が得られていないことが報告されている²⁾が。ここでもバラツキが多く、明瞭な関係は得られていない。しかしながら概ね N 値 30 未満の範囲に着目すると相関がうかがえる。N 値との関係は E_b よりも P_y との関係のほうがむしろ相関性がつよいようである。

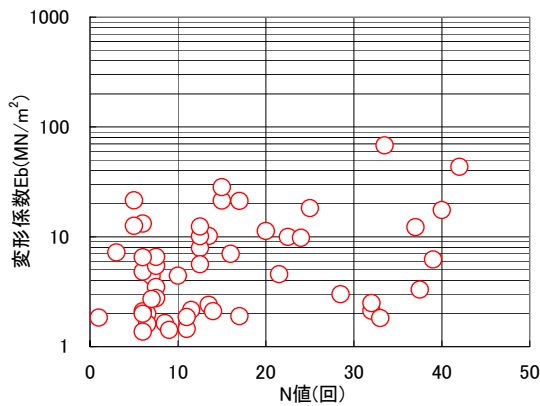


図 2. N 値と変形係数の関係

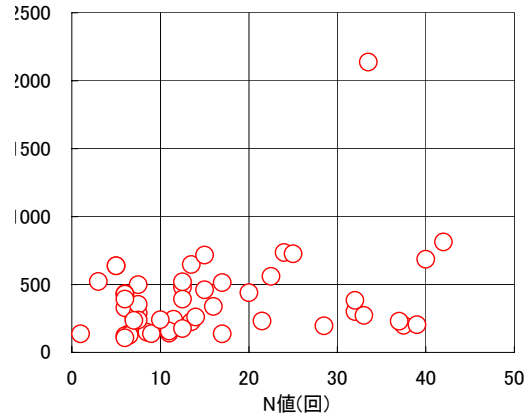


図 3. N 値と降伏圧力の関係

孔内水平載荷試験実施の際は、測定深度区間では通常標準貫入試験は行わず、1 m 区間をオールコアボーリングにより試料採取を行う。従って測定深度における変形係数に対応する N 値は、測定深度上下の N 値の平均値を用いるか、もしくはいずれか試験地点に類似した地盤における N 値からの類推、あるいは試験孔に隣接した地点での、標準貫入試験の同一深度の N 値を用いている。いずれにしても N 値との相関性は石灰岩地盤の不均質さを考慮すると、対応する N 値の取り方ひとつを取っても非常にむずかしい面がある。

4. 土被り圧との関係

一般的に土質地盤は、土被りに応じた力学的特性を示す傾向があるといわれている。試験深度の土被り圧と変形係数 E_b 、降伏圧力 P_y との関係を図 4 と図 5 に示す。土被り圧は柱状図で読みとれる範囲で土質、層厚、地下水位を考慮して求めた。

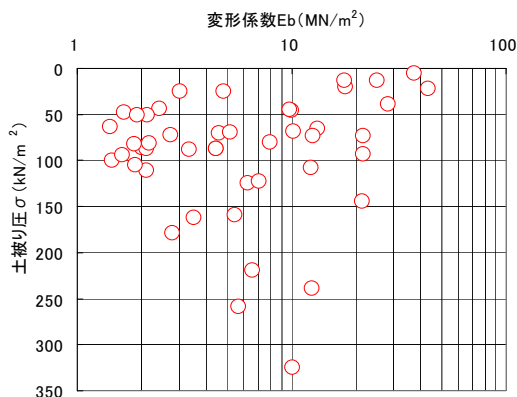


図 4. 土被り圧と変形係数の関係

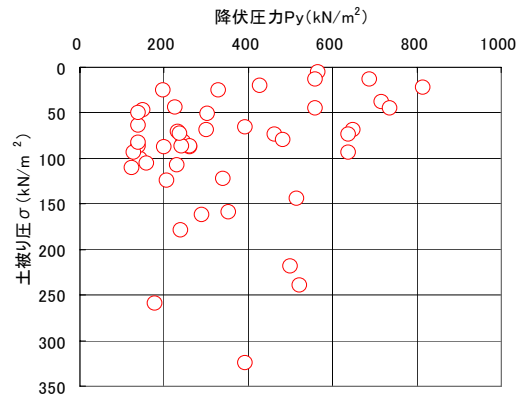


図 5. 土被り圧と降伏圧力の関係

土被り圧の小さいすなわち比較的浅い深度では、Eb と Py はいずれも低い値から高い値まで広範囲に分布しており、土被り圧との関係には明瞭な傾向は見いだせない。しかしながら、Eb や Py が広範囲に分布する傾向は概ね 100kN/m² 程度以下の範囲に限られ、その範囲において Eb では 5kN/m² 以下、また Py では 300kN/m² 以下に注目すると Eb と Py はいずれも深度方向へ増加し、土被りの影響を受けている。土被り圧 100kN/m² 程度以下の浅い深度では、石灰岩層特有の表層硬化作用「ケースハードニング」現象⁴⁾が砂礫部にも発現している可能性があり、深度方向への N 値の変動では把握が困難な石灰岩の力学的特性として、水平載荷試験で Eb や Py に反映されている。

石灰岩層の場合、土被り圧の効果の他に石灰質による膠結作用が相まって固結度が異なり、複雑な力学特性を示している。

5. 孔内水平載荷試験における力学パラメーター

図 6 に初期圧力 P₀ - 降伏圧力 Py 関係、図 7 に変形係数 Eb - 降伏圧力 Py 関係を示す。これらには相関が見られ、Py は P₀ が大きい程増大し、Eb は Py あるいは P₀ が増加する程大きな値を示している。

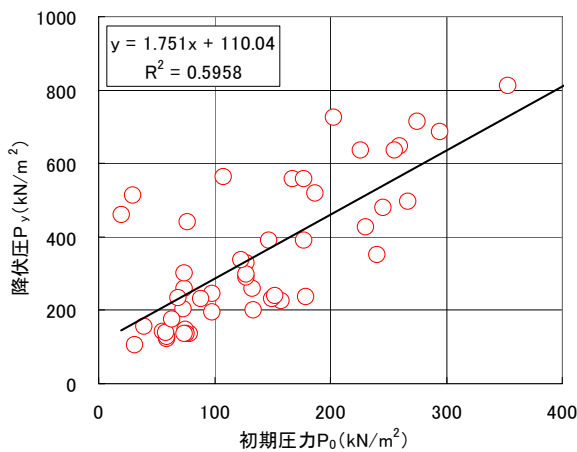


図 6. 初期圧力と降伏圧力の関係

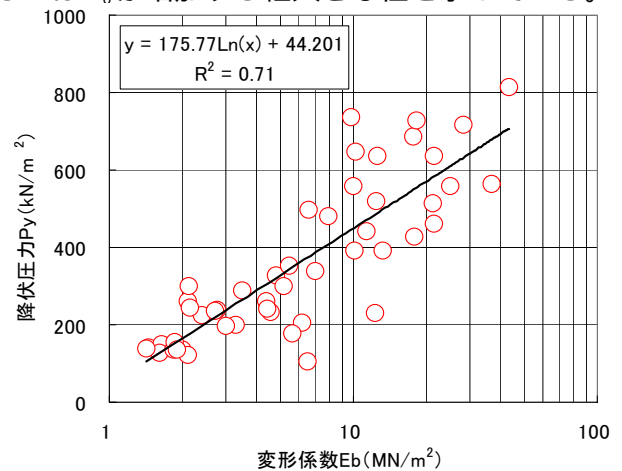


図 7. 変形係数と降伏圧力の関係

6. ボーリング調査の際の提案

既往研究発表¹⁾³⁾において、琉球石灰岩固結部の単位体積重量と一軸圧縮強度の関係(図 8)、あるいは動弾性係数と一軸圧縮強度の関係(図 9)について相関関係を示した。本来石灰岩層内部では、未固結部から固結部への移り変わりは漸移的であると考えられる。砂礫部においても固結する過程において、同様に力学的特性に関する傾向が隠されている可能性がある。固結の程度は基本量として単位体積重量に反映されていると考えられる。ここで石灰岩を対象にしたボーリング調査の際の方法として、採取された石灰岩砂礫部のコアの重量を単位掘進区間当たりで測定する方法を提案する。

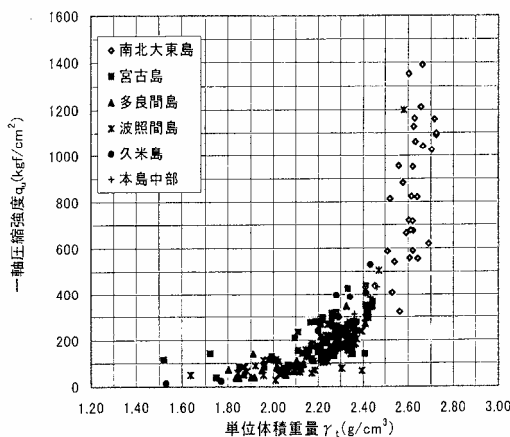


図 8. 一軸圧縮強度と単位体積重量の関係

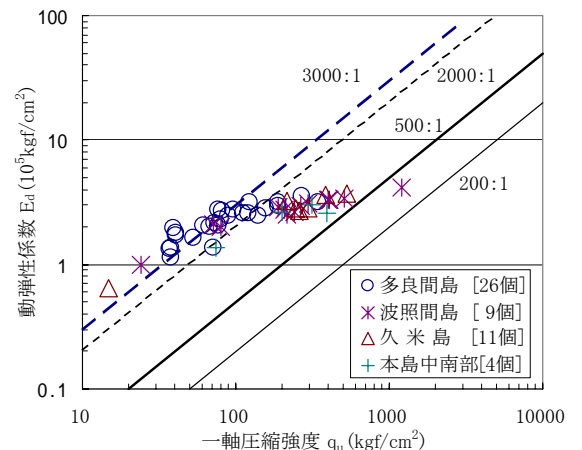


図 9. 一軸圧縮強度と動弾性係数の関係

石灰岩のコアは、厳密には原位置の含水比を保持する状態で採取されるわけではなく、採取時点から脱水はやむを得ず、採取試料が粗粒で有ればあるほど脱水は顕著である。ただし、石灰岩層をボーリング調査する際は、薄いビニール製のコアパッキングチューブを使用するのが一般的であり、細粒分、粗粒分、固結部に対して採取が可能である。現場では比較的容易に重量の測定ができる。また調査ボーリングの掘削孔径も一般的に 66mm と統一されており、採取コアの仕上がりはほぼ 50mm となる。ボーリングオペレーターの技術が維持されていれば試料間の比較が容易であろう。

以下のことに注意して測定を試み、標準貫入試験や孔内水平載荷試験の結果と対比させてみてはどうだろうか。

石灰岩層が出現した深度から単位掘進区間でコアの重量を測定。

単位掘進区間は任意。(孔内水平載荷試験などの原位置試験区間は特に重要)

単位掘進区間に対する重量を脱水させた状態で測定

区間の採取コア全部をなるべく失わないようにする。

コア試料の上部にある「スライム」は技術者の判断で除去する。

データの蓄積により傾向が見えてくれば石灰岩層の砂礫部の単位体積重量について、詳細な調査を実施する根拠となると考える。

6. まとめ

以下にデータベースをもとにした、琉球石灰岩砂礫部における孔内水平載荷試験結果の分析についてまとめを示す。

- 1) N 値と変形係数 E_b および降伏圧力 P_y との間に明瞭な相関はないが、概ね N 値 30 未満の範囲に着目すると相関がうかがえ、 P_y との関係の方がつよい。
- 2) 土被り圧と変形係数 E_b および降伏圧力 P_y との関係では、土被り 100kN/m^2 以下の範囲で、 E_b 、 P_y とともに広範囲に分布する。同範囲内の $E_b = 5\text{MN/m}^2$ 以上、 $P_y = 300\text{kN/m}^2$ 以上を除くと深度方向への増加が見られ、土被りの影響を受けており、表層硬化作用も相まって複雑な力学特性を示す。
- 3) 降伏圧力 P_y と変形係数 E_b および初期圧力 P_0 との間に比較的相関が見られ、 P_0 、 E_b とともに高い程、 P_y も高い。
- 4) 固結部において、一軸圧縮強度と単位体積重量の関係¹⁾、一軸圧縮強度と動弾性係数の関係³⁾ が指摘されていることから、砂礫部のボーリングコアの単位掘進長あたりの重量をはかることにより、N 値や E_b との対比を提案する。

参考文献

- 1) 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.70-73，2000.11.
- 2) 田場邦男，新垣正良，国吉真考，真栄田義安：琉球石灰岩地盤データベース作成に関する調査研究(その2)，第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp.74-75，2000.11.
- 3) 安谷屋賢，新城俊也，真栄田義康，武田雅人，間弘昭，日吉智，大内正敏，金城正幸，宮城敏明：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3)，第19回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp.25-28，2006.11
- 4) 沖縄第四紀調査団・沖縄地学会(代表木崎甲子郎)：沖縄の自然 その生い立ちを訪ねて，pp.96，1975.3

那覇港泊ふ頭および若狭 IC における締固め砂杭工法の施工例

若築・佐伯 JV
 株式会社沖栄建設
 株式会社不動テトラ

松岡 克佳
 津波古常春
 石井隆行, 橋本則之
 ○高山英作, 辻村 崇

1. はじめに

那覇港の泊ふ頭地区および若狭地区において、港湾および道路の大きな計画がなされている。一つは、沖縄初の大型旅客船専用バース（平成 21 年春の供用開始）であり、もう一方は、西海岸道路（那覇西道路）の整備を目的として埋立部に建設計画されている若狭 IC（インターチェンジ）である。計画位置図を図-1に示す。これら二つの計画において、地盤改良工事として締固め砂杭工法の施工が行われた。概略の工事概要を表-1に示す。工事 No.①は、岸壁直下の液状化対策として海上サンドコンパクションパイル工法（以下、海上 SCP 工法）の施工事例であり、工事 No.②は、ケーソン護岸背面の埋立土の液状化対策と橋台基礎の水平抵抗増加を目的として陸上サンドコンパクションパイル工法（陸上 SCP 工法）を適用した施工事例である。工事 No.②は、ケーソン護岸の近接施工であったことから、ケーソン護岸への振動影響が懸念される施工条件であったため、陸上 SCP 工法として、砂杭打設に伴う振動・騒音発生が少ない「静的締固め砂杭工法」が適用された点が特徴である。



図-1 計画位置図

表-1 工事概要一覧

No.	工事名称	施工期間	工法	改良目的	砂杭径	改良率
①	那覇港(泊ふ頭地区)岸壁(-9.0m)(耐震)外1件地盤改良工事	H19.9 ~H20.3	海上SCP	液状化対策	φ 1000	as=10~19%
②	平成20年度若狭高架橋下部工(BA1・CA1)工事	H20.10	陸上SCP (静的締固め砂杭工法)	液状化対策 水平抵抗の増加	φ 700	as=26.7% (□1.2×1.2m)

2. 大型旅客船バース計画における海上 SCP 工法の施工例（工事 No. ①）

当計画は、沖縄県初の大型クルーズ船専用バースであり、国内外のクルージング需要に対応するとともに、耐震強化岸壁としての機能も有し、大規模地震発生時には物資の緊急輸送や市民の避難・移動の拠点となることが計画されている。よって、大規模地震発生時において緊急輸送等の機能を確保しなければならず、液状化対策として海上 SCP 工法の施工を行った。

2-1. 地盤改良の仕様

施工位置は図-1 に示したように那覇港泊ふ頭地区の海上部であり、当計画の地盤条件は、上部に層厚 4～9m 程度の液状化対象層である砂質土層が分布している。改良目的としては、地震発生時において液状化対象層を液状化させない地盤にすることである。図-2 に地盤改良の平面図と断面図を示す。改良仕様は、締固めによりφ1000 に拡張した砂杭を改良率 $a_s=10\sim 19\%$ 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。施工の状況写真を写真-1 に示す。

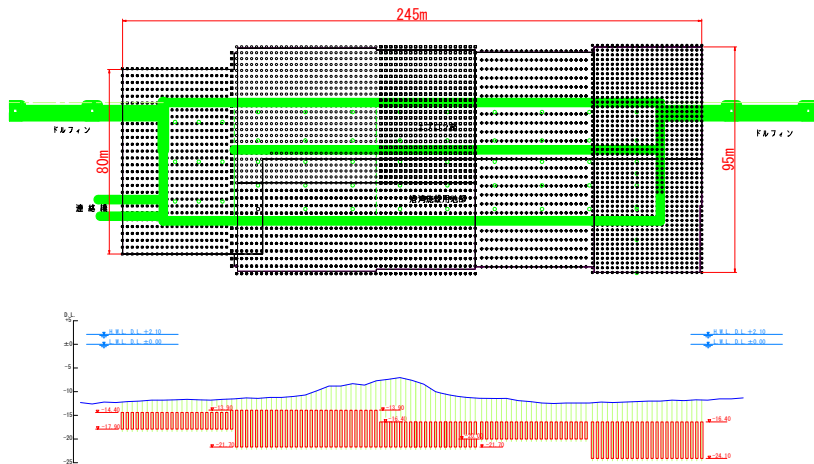


図-2 地盤改良の平面図と断面図(工事 No. ①)



写真-1 施工状況(工事 No. 1)

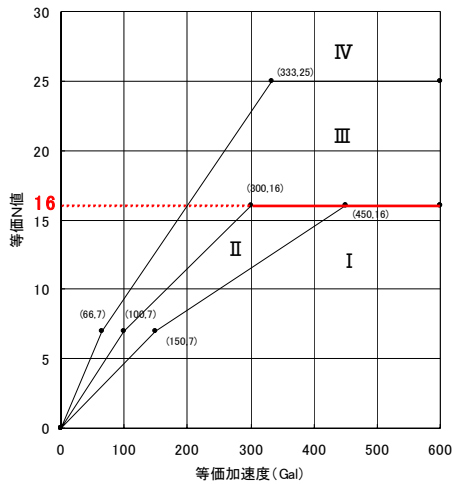


図-3 液状化判定図

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」より

2-2. 地盤改良効果の確認

改良効果の確認は、適用基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の液状化判定方法¹⁾に従って、改良地盤の液状化判定を行い、改良効果の評価を行う。この判定方法によると、図-3 に示す判定図より、改良地盤の等価N値(事後調査より得られたN値を載荷重条件、粒度特性で補正したもの)が16以上の値であると判定領域「Ⅲ」(→「液状化発生の可能性が低い」と判定)となるため、改良効果の確認値として、「改良地盤の等価N値が16以上」と設定された。改良後の事後調査ボーリングは改良範囲内で合計5本行われ、その標準貫入試験および室内土質試験から得られたN値より求めた等価N値の深度分布図を図-4 に示す。全ての深度において改良地盤の等価N値は16以上の値を示しており、改良地盤は液状化しないと判定され、海上SCP工法による改良効果を確認した。

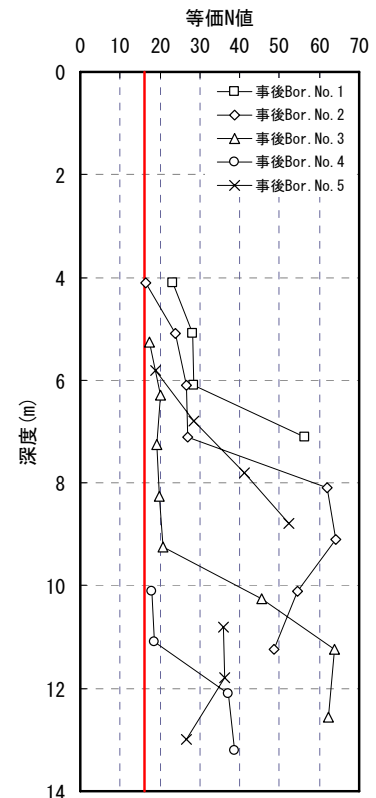


図-4 等価N値の深度分布図

3. 若狭 IC における陸上 SCP 工法の施工例

那覇港海上の埋立部に計画された若狭 IC は、西海岸道路（那覇西道路）の整備を目的として計画され、スリットケーソン式の新設護岸および道路盛土の築造が計画されている。現在は、スリットケーソンの据付・埋立の工程が終了して（一部埋立中）おり、平成 16 年度には、ケーソン護岸の安定対策、道路直下部での液状化対策として海上 SCP 工法の地盤改良工事が実施済みである²⁾。当施工事例は、ケーソン護岸背面の埋立土を対象とした地盤改良工事である。

当地区のケーソン護岸背面の埋立土は、地震時において液状化発生の可能性があるとともに、非常に軟弱であることから、橋台基礎の水平抵抗が不足すると考えられた。そのため、「液状化対策」と「水平抵抗の増加」を目的として陸上 SCP 工法の施工を行った。

3-1. 工事概要

断面図と平面図を図-5、6 に示す。改良対象土層はケーソン護岸背面の埋立土（粘土質砂礫層、礫混り粘土層の互層）であり、改良目的は、「液状化対策」と橋台基礎への「水平抵抗の増加（=N 値の増加）」である。改良仕様は、φ700 の砂杭を前述の改良目的を満足するような改良率 $a_s=26.7\%$ （砂杭の打設ピッチ=正方形配置□1.2m×1.2m）で砂杭の施工を行った。施工状況の写真を写真-2 に示す。

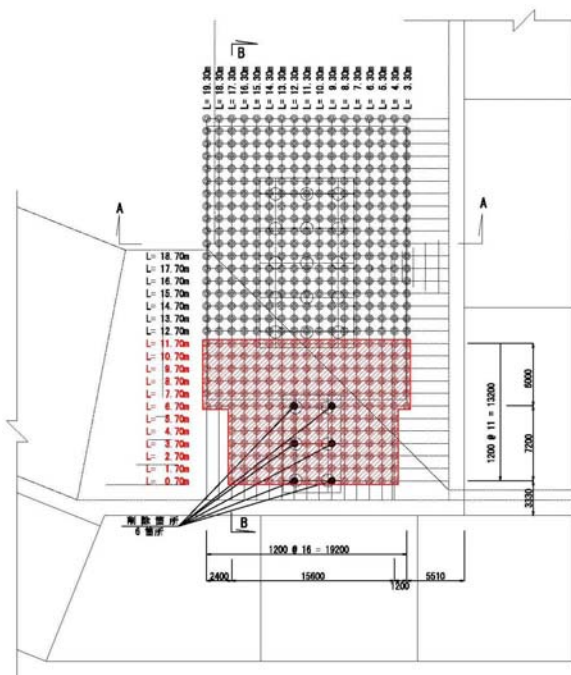


図-5 平面図（工事 No. ②）

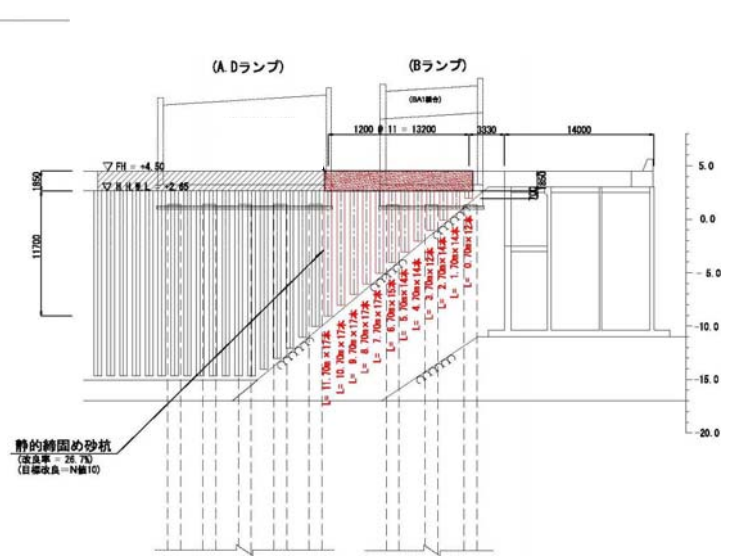


図-6 断面図（工事 No. ②）

3-2. 工法選定

当地区の最適な工法選定にあたり経済性はもちろんであるが、ケーソン護岸直近の施工であることから、ケーソン護岸への施工に伴う振動影響を考慮した工法選定を行う必要があった。そこで、当地区においては、振動・騒音を伴わず締固め砂杭の造成が可能である「静的締固め砂杭工法(SAVE コンポーザー)」³⁾ が採用となった。



写真-2 施工状況（工事 No. ②）

3-3. 静的締固め砂杭工法

一般的な SCP 工法は、φ400 のケーシングパイプを所定の改良深度まで貫入させ、引抜きと貫入を繰り返す事で締固めを行い、φ700 の砂杭を造成する施工サイクルである。その際のケーシングの貫入力として振動機（パイプロハンマー）による振動エネルギーを用いるため、施工に伴う振動・

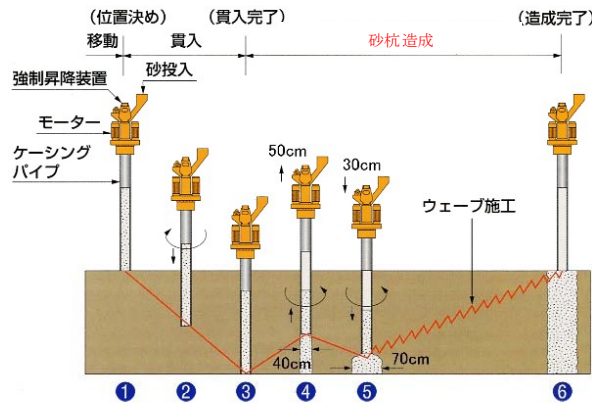


図-7 静的締固め砂杭工法(SAVE コンポーザー)の施工サイクル

- ① ケーシングパイプを所定位置に据え、一定量の砂を投入する
- ② ケーシングパイプを回転（揺動）させながら地中に貫入する
- ③ 所定深度まで貫入する
- ④ ケーシングパイプを規定の高さから引き上げながら、ケーシングパイプ内の砂を排出する
- ⑤ ケーシングパイプを打戻し、排出した砂と周囲の地盤を締固める
- ⑥ ④⑤を細かく繰り返して拡径するウェーブ施工により、砂杭を造成する

騒音が発生し周辺環境への影響がある。当地区で採用した静的締固め砂杭工法（SAVE コンポーザー）は、ケーシングの貫入力として油圧による強制昇降装置と回転圧入を用いる事で、一般的な SCP 工法よりも低振動・無騒音の施工が可能となった工法である。図-8、9 に振動・騒音レベルの距離減衰⁴⁾を示す。静的締固め砂杭工法は、振動・騒音とも振動式の SCP 工法よりも小さな値を示しており、基準値（振動基準値=75dB、騒音基準値=85dB）を満足している。よって、市街地や近接に既設構造物がある場合等の周辺環境に配慮しなければならない施工条件下においては、有利となる工法である。

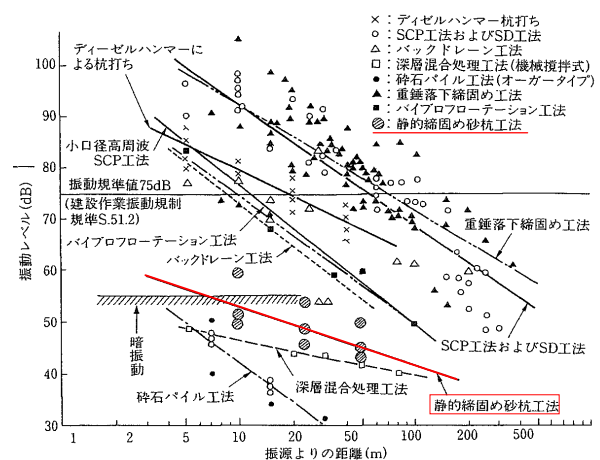


図-8 振動レベルの距離減衰⁴⁾

4. おわりに

本稿では、那覇港泊ふ頭地区および若狭 IC における弊社が行った地盤改良工事について簡潔に記述した。本工事のような SCP 工法による液状化対策事例は、沖縄地区においても近年、事例が増加している。また今後、市街地などにおいて周辺環境に配慮した地盤改良工法のニーズも高まると考えられ、本稿での報告が今後の沖縄地区における同種の工事の参考となれば幸いである。

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 那覇港湾・空港整備事務所及び南部国道事務所の関係者各位に深く感謝の意を表す。

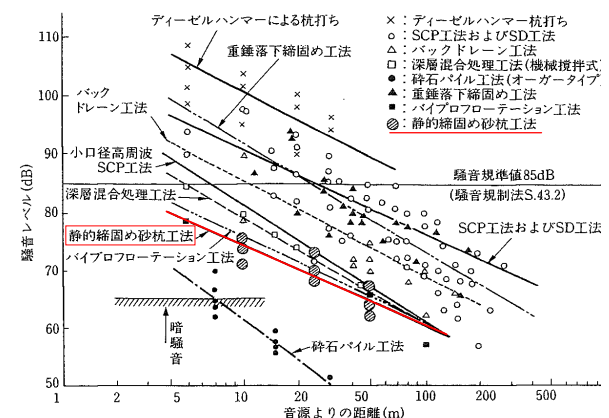


図-9 騒音レベルの距離減衰⁴⁾

【参考文献】

- 1) (社) 日本港湾協会：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, pp383~389, 2007
- 2) 河野他：「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」, 第 17 回沖縄地盤工学会, pp5~6, 2004
- 3) 野津他：「非振動式締固め砂杭工法による砂地盤の締固め効果」, 第 31 回地盤工学研究発表会, 1996.7
- 4) (社) 地盤工学会：「液状化対策工法」, p225, 2004

赤土等による重金属汚染水の吸着処理に関する研究

○大永建設株式会社 与那原 利行
 琉球大学 工学部 原 久夫
 (株)沖縄環境分析センター 渡久地 博之

1. はじめに

建設工事等の流出防止対策から発生する赤土(泥状土)は建設汚泥として処理する必要がある。そのことから、赤土に石炭灰を混合して再利用する目的で人工的な泥状土にセメントと高炉スラグ及び、添加剤を加えた改良効果に関する研究¹⁾²⁾を実施してきた。

本研究は、これまでの研究の一環として赤土が有する重金属の溶出抑制(吸着)効果に関する研究であり、赤土を用いた重金属汚染水の化学的吸着³⁾⁴⁾試験及び、汚染水に含まれる重金属汚濁物質の濃度の影響が検討可能な電気伝導率⁵⁾測定等の試験となっている。

2. 試験材料の物理的特性

試験に使用する赤土(国頭マージ土)は、県内うるま市の畑地から採取した土を 2mm ふるいで通過させて用いた。また、重金属汚染水は金武火力発電所の石炭灰及び、普通ポルトランドセメントを蒸留水で攪拌混合した後、沈殿・濾過処理して作成した。さらに、添加剤には結晶化促進剤の原液を用いている。なお、表-1 は参考として土と石炭灰の物理試験結果を示す。この表から、土は液性限界 $w_L < 50\%$ 以下の粘性土で、石炭灰は細粒土に分類される。

表-1 土(石川土)と金武石炭灰の物理試験結果

項目	単位	測定値		
		土(平均)	石炭灰	
一般	土の密度 ρ_s	g/cm^3	2.81	2.23
コンシステンシー特性	液性限界 w_L	%	34.23	NP
	塑性限界 w_P	%	56.00	-
	塑性指数 I_P	%	21.77	-
粒度分布	礫分 2mm以上	%	0.0	0.0
	砂分 75 μm ~2mm	%	44.5	1.3
	シルト分 5 μm ~75 μ	%	62.5	94.7
	粘土分 5 μm 未満	%	3.0	4.0
	平均粒径 D_{50}	mm	0.059	0.019

3. 試験計画

3.1 吸着に対する影響因子の設定

試験は実験計画法⁶⁾⁷⁾における 4×2 水準型の $L_8(4^1 \times 2^4)$ 割付け表を用い、適用する因子は既存の研究¹⁾²⁾を参考にして表-2.1 と表-2.2 のように設定した。また、試験の対象となる因子は赤土 RS 、結晶化促進剤 GD 、硝酸 NA 、重金属汚染水の希釈濃度比 C/C_0 とした。なお、土の吸着作用は汚染水の濃度 C や水素イオン濃度 pH の影響を受ける⁸⁾ことから、重金属汚染水原液 C_0 の希釈濃度比 C/C_0 、 pH の濃度調整に希釈硝酸液 NA を適用した。

表-2.1 濃度(溶解)試験割付け表 $8(4^1 \times 2^4)$ 型割付

列番号 因子 実験No.	1 [1・2・3]	2 [4]	3 [5]	4 [6]	5 [7]
	赤土 RS	結晶化促進剤 GD	希釈濃度比 C/C_0	硝酸 HNO_3 NA	誤差 e
511,521	1	1	1	1	1
512,522	1	2	2	2	2
513,523	2	1	1	2	2
514,524	2	2	2	1	1
515,525	3	1	2	1	2
516,526	3	2	1	2	1
517,527	4	1	2	2	1
518,528	4	2	1	1	2
519,529	0%	0%	0.25	0%	
520,530	0%	0%	1.0	0%	

注) 表中の列に対応する数値は、表-2.2における水準番号を示す。

表-2.2 因子別水準別の配合表

因子		水準番号			
		1	2	3	4
赤土	RS	% 0 (0)	17 (17)	25 (25)	33 (33)
結晶化促進剤	GD	% 0 (0)	0.1 (0.1)		
希釈濃度比	C_n/C_0	無 0.5 (0.5)	0.25 (0.25)		
硝酸 HNO_3	NA	% 0 (0)	0.65 (0.15)		

注) 表中の上段の数値はセメント汚染水、下段の()内数値は石炭灰汚染水に対する配合を示す。

3.2 因子の添加比算定式

試験対象の因子及び、因子の添加比を求めるための算定式は以下の式で定義した。

$$RS = \frac{m_{RS}}{m_w} \times 100 \quad (1)$$

$$GD = \frac{m_{GD}}{m_w} \times 100 \quad (2)$$

$$NA = \frac{m_{NA}}{m_w} \times 100 \quad (3)$$

$$C_n/C_0 = 1/2, 1/4 \quad (4)$$

$$m_w = m_{w0} + m_{pw} = \text{一定} \quad (5)$$

ここに

m_w : 希釈汚染水の質量, m_{w0} : 汚染原水の質量, m_{pw} : 純粋な水の質量, C_0 : 汚染原水の濃度(mg/L), C_n : 汚染原水 C_0 の 1/2 及び 1/4 希釈濃度(mg/L), NA : 硝酸 HNO_3 希釈液(モル濃度 2.46mol/L)の添加比(%), RS : 赤土の添加比(%), GD : 結晶化促進剤原液の添加比(%), m_{RS} : 赤土の質量, m_{NA} : 硝酸 HNO_3 希釈液(モル濃度 2.46mol/L)の質量, m_{GD} : 結晶化促進剤の質量とする。

4. 試験結果と解析

4.1 吸着による重金属濃度の測定

前述の試験計画にもとづく吸着試験は、写真-1に示す攪拌機械(モルタル練り機械)を用いて実施した。

吸着試験の結果を表-3.1 と次頁の表-3.2 に示す。これらの表は、No.511~No.518 及び No.521~No.528 が重金属汚染水の赤土等添加による汚染水濃度(溶解濃度)の試験結果となっており、すべての溶解濃度が環境基準値以下にある。なお、No.520 と No.530 はセメント汚染水と石炭灰汚染水の汚染原水 C_0 である。さらに、No.519 と No.529 は純粋な水を用いてセメント・石炭灰汚染原水を 1/4 濃度に希釈した汚染水となっている。また、汚染原水の 1/2 希釈水である No.511 と No.521 は、前出の表-2.2 の水準番号 1 に該当する配合であり、かつ、赤土 RS 、結晶化促進剤 GD 、硝酸 NA の無添加時の溶解濃度で、希釈濃度比 C/C_0 以外の RS 、 GD 、 NA 添加による溶解濃度と比較するために無添加とした。

4.2 吸着による重金属低減効果

溶解濃度の試験結果をもとにして、赤土 RS 、結晶化促進剤 GD 、硝酸 NA 、希釈濃度比 C/C_0 の 4 因子のうち、赤土 RS 添加比による重金属の平均溶解濃度(mg/l)



写真-1 攪拌機械

表-3.1 セメント汚染水の溶解濃度試験結果表

供試体 No.	六価クロム Cr(VI) (mg/L)	水素イオン濃度 pH	酸化還元電位 Eh (mV)	電気伝導率 CE ($\mu S/cm$)	備考
511	0.1 (0.1000)	12.4	-16	5,800	1/2希釈原液
512	0.031 (0.0310)	2.8	410	2,540	
513	<0.005 (0.0030)	5.9	280	2,260	
514	0.006 (0.0030)	6.6	260	594	
515	<0.005 (0.0020)	8.5	200	480	
516	<0.005 (0.0010)	6.5	250	2,160	
517	<0.005 (0.0020)	4.3	330	1,870	
518	<0.005 (0.0040)	6.1	270	908	
519	0.049 (0.0490)	12.1	19	3,090	1/4希釈原液
520	0.19 (0.1940)	12.7	-30	10,300	汚染原液 C_0
環境基準値	0.05				

表-3.2 石炭灰汚染水の溶解濃度試験結果表

供試体 No.	セレン Se (mg/L)	ホウ素 B (mg/L)	フッ素 F (mg/L)	ヒ素 As (mg/L)	水素イオン濃度 pH	酸化還元電位 Eh (mV)	電気伝導率 CE (μ S/cm)	備考
521	0.008 (0.0085)	0.31 (0.308)	0.4 (0.36)	<0.005 (0.0007)	12.2	-39	4,160	1/2希釈原液
522	0.004 (0.0042)	0.15 (0.149)	0.2 (0.22)	<0.005 (0.0004)	11.7	-12	1,720	
523	0.003 (0.0029)	0.11 (0.113)	<0.1 (0.09)	<0.005 (0.0001)	8.9	100	919	
524	<0.001 (0.0003)	0.11 (0.106)	<0.1 (0.06)	<0.005 (0.0002)	8.2	110	316	
525	<0.001 (0.0002)	0.11 (0.114)	<0.1 (0.07)	<0.005 (0.0007)	8.0	120	228	
526	<0.001 (0.0006)	0.16 (0.158)	<0.1 (0.10)	<0.005 (0.0002)	7.5	140	837	
527	<0.001 (0.0002)	0.16 (0.158)	<0.1 (0.02)	<0.005 (0.0002)	7.3	150	546	
528	<0.001 (0.0002)	0.15 (0.154)	<0.1 (0.03)	<0.005 (0.0000)	7.4	160	517	
529	<0.001 (0.0026)	0.11 (0.113)	0.2 (0.19)	<0.005 (0.0002)	12.0	-31	1,980	1/4希釈原液
530	0.016 (0.0016)	0.63 (0.626)	0.9 (0.88)	<0.005 (0.0008)	12.5	-45	7,900	汚染原液 C_0
環境基準値	0.01	1.0	0.8	0.01				

注) 表中における()内数値は測定器械による実測値を、記号<は右側数値の定量下限値と併せてND(Not detected)を示す。

の変化特性を図-1に示す。この図は、ホウ素B、フッ素F、六価クロム(VI)を左側の縦軸に、セレンSe、ヒ素Asを右側の縦軸に示す2数値軸となっている。

さらに、図-1ではホウ素B、フッ素F、セレンSe、六価クロムCr(VI)、ヒ素Asの重金属汚染水に赤土RSを加えて攪拌した場合、汚染溶水の溶解濃度Cの変化を示している。同図からは、赤土RSの添加比の増加に伴って溶解濃度Cが飛躍的に減少していることが分かり。特に、セレンSeと六価クロムCr(VI)の最大減少比はSe \div 1/30、Cr(VI) \div 1/40となり、赤土RS添加による顕著な濃度減少が認められる。なお、溶解濃度試験結果では汚染原水を除いてすべて環境基準値以下(表3.1~3.2参照)となっている。

4.2 電気伝導特性

溶液中における電気伝導率CEは、溶液に溶解している汚濁物質の濃度、換言すれば溶解している重金属の濃度に比例して増加する⁵⁾。そのことから本試験では、吸着による重金属溶解濃度の測定時に電気伝導率CEの測定を行ってその関係を求めた。

図-2は、前出の表3.1と表3.2の測定結果における重金属溶解濃度Cと電気伝導率CEを、一次式相関に

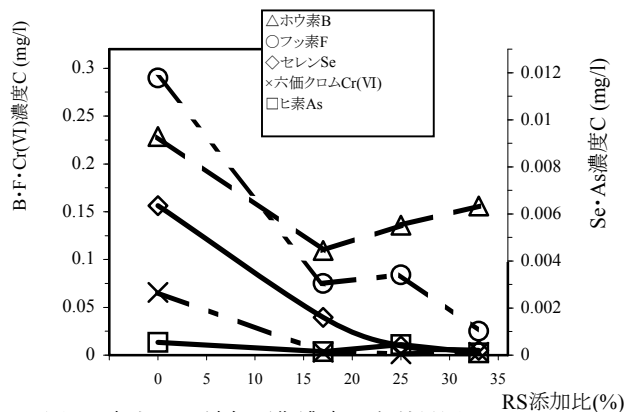


図-1 赤土RSの溶解平衡濃度C 主効果図

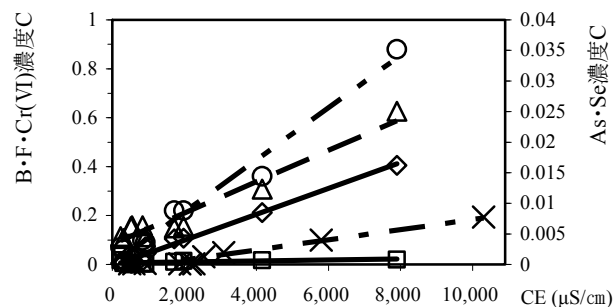


図-2 電気伝導率CEと溶解平衡濃度C の関係図

よって求めた CE~C 関係図として示している. この図でも図-1 と同様に, ヒ素 As 以外の重金属で電気伝導率 CE の増加に伴って溶解濃度 C が増加していることが分かる. そのことから, 電気伝導率 CE の測定では事前の試験で濃度 C との関係を求めておけば, 簡易的に重金属の濃度を予測する手法として用いることが可能となる.

5. まとめ

本研究で実施した試験結果をまとめると以下のようになる.

- (1) 赤土 RS は, 低濃度のヒ素 As 以外の重金属複合汚染水に対して汚染濃度を減少させる効果がある.
- (2) 複合汚染水における電気伝導率 CE と溶液の溶解濃度 C には, 一次的な相関関係が認められる. そのことから, 電気伝導率 CE の測定を事前に行うことにより, 簡易的に汚染水の濃度の予測ができる.

- (3) 石炭灰をリサイクル材として取り扱う場合, 赤土 RS を混合して重金属の濃度低減作用を有効に利用することで, 石炭灰が含有するフッ素 F, ホウ素 B, セレン Se 及び, セメントに含まれる六価クロム(VI) の溶出を低減できる.

6. おわりに

本研究では, 試験に使用した赤土(国頭マーグ土)を畑地から採取して実験を行った. しかし, 実際に再利用する赤土は建設汚泥, あるいは, 豪雨等によって水域に流出して河川や砂防ダム等に堆積した泥状の赤土を用いることが想定される. よって, 今後は実際の泥状土を用いて同様の試験を行ってみる必要がある.

本研究は, 経済産業省による「平成 18 年度中小企業・ベンチャー挑戦支援事業のうち実用化研究開発事業」の補助金を受けて実施した. ここに, 関係者に対して謝意を表します.

参考文献

- 1) 渡久地博之・原久夫・与那原利行(2006): 石炭灰を混合した改良土からの重金属類微量成分の溶出抑制効果に関する研究, 第 19 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.63-68.
- 2) 渡久地博之・原久夫・与那原利行(2007): 石炭灰を利用した改良土の再利用に関する研究(化学試験), 第 20 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.25-28.
- 3) 土木学会(2004): 環境工学公式・モデル・数値集第 1 版, 丸善, pp.39-50, pp.299-300.
- 5) 須藤談話会(2000): 粘土科学への招待 ―粘土の素顔と魅力― 初版, 三共出版, pp.35-37.
- 5) 土木学会(2004): 環境工学公式・モデル・数値集第 1 版, 丸善, pp.282.
- 6) 田口玄一(2000): 実験計画法(上巻)第 3 版, 丸善. pp.160-161, pp.186-190.
- 7) 菅民郎(2004): Excel で学ぶ実験計画法 シックスシグマと重回帰分析, オーム社.
- 8) 福江正治・加藤義久・小松田精吉(2003): 地盤と地下水汚染の原理 第 1 版, 東海大学出版会, pp.146-150.

協賛企業一覧

企業名

連絡先

(株)朝日建設コンサルタント	〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号 T E L (098) 877-9110 F A X (098)876-8383
(株)アジア測量設計	〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号 T E L (098) 877-6738(代) F A X (098)879-6607
(株)岩下建技コンサルタント	〒901-2102 沖縄県浦添市前田2-19-16 T E L (098) 879-6489(代) F A X (098)877-0478 宮古支店 T E L / F A X (0980) 72-6906
応用地質(株) 沖縄営業所	〒900-0025 那覇市壺川3丁目2番地6 T E L 098-855-3515 F A X 098-855-3530 U R L http://www.oyo.co.jp/
(株)大富建設コンサルタント	〒901-2133 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号 T E L (098) 877-8221(代表) F A X (098)877-8260
(株)沖技	〒901-2122 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5階) T E L (098) 878-6575(代) F A X (098)876-7408
(株)沖土質コンサルタント	〒901-2122 沖縄県浦添市勢理客4丁目21番6号 T E L (098) 877-4583・879-4470
(株)沖縄建設技研	〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号 T E L 098-876-4805 F A X 098-878-7230
(有)沖縄地盤調査	〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 T E L (098) 936-9955 U R L http://www.otc.ne.jp/~ojc/ Eメール ojc@otc.ne.jp
沖縄テクノクリート(株)	本 社 〒900-0003 沖縄県那覇市字安謝620番地 T E L 098-868-2522(代) 海邦工場 〒904-2162 沖縄県沖縄市海邦町3番地1 T E L 098-934-5512(代)
(株)沖縄土木設計コンサルタント	〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2-54-2 T E L (098) 877-4634 F A X (098) 876-0759 Eメール ods@nirai.ne.jp
沖縄リビック(株)	〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地 T E L 098-840-9360 F A X 098-840-9361
奥村組土木興業(株)	〒552-0016 大阪府大阪市港区三先1丁目11番18号 T E L 06-6572-5301(代表) U R L http://www.okumuradbk.co.jp
オリエンタル白石(株) 沖縄営業所	〒900-0015 沖縄県那覇市久茂地3-17-5 (美栄橋ビル) T E L 098-866-5829 F A X 098-866-5864
(株)海邦技研	本 社 〒902-0061 沖縄県那覇市古島1丁目15番地5 T E L (098) 835-5500 F A X (098) 835-5501 浦添支社 〒901-2114 沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13-102号 T E L (098) 874-2222 F A X (098) 874-3272

企業名

連絡先

基礎地盤コンサルタンツ(株)	<p>沖縄事務所 〒901-1204 沖縄県南城市大里字稲嶺2282-34番地 T E L 098-852-7117 F A X 098-852-7118</p> <p>九州支社 〒814-0022 福岡県福岡市早良区原2丁目16番7号 T E L 092-831-2511 F A X 092-822-2393</p>
(株)協和建設コンサルタント	<p>〒901-2103 沖縄県浦添市仲間1丁目22番7号 T E L (098) 879-5016</p>
(株)京和土建	<p>〒902-0078 沖縄県那覇市識名290の21 T E L 098-834-5143 F A X 098-853-3865</p>
錦城護謨(株)	<p>本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号 T E L 072(992)2321 F A X 072(993)7706</p> <p>九州支店 〒812-0031 福岡県福岡市博多区沖浜町12-0 (博多港センタービル) T E L 092(282)7400 F A X 092(282)7411</p> <p>U R L http://www.kinjogomu.jp/</p>
(株)国建	<p>本 社 〒900-0015 沖縄県那覇市久茂地1-2-20 T E L (098) 862-1106(代)</p> <p>U R L http://www.kuniken.co.jp</p> <p>東京事務所 〒101-0031 東京都千代田区東神田2-6-5 T E L (03) 5825-6011</p>
(株)國場組	<p>〒900-8505 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号(國場ビル) T E L (098) 851-5199(直通) F A X (098) 861-1042</p>
J F E 商事(株) 那覇営業所	<p>〒900-0015 沖縄県那覇市久茂地3-21-1(國場ビル) T E L 098-868-4975 U R L http://www.terrearnee.com</p>
J F E 商事テールワン(株) 九州事業部	<p>〒812-0016 福岡県福岡市博多区博多駅南1-3-1 T E L 092-475-0618 F A X (092) 475-4642</p>
(株)芝岩エンジニアリング	<p>〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖1丁目9番13号 T E L 098(879)4325(代)</p>
上城技術情報(株)	<p>〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号 T E L (098) 870-2227 F A X (098) 870-2230</p> <p>Eメール jojoinn@ii-okinawa.ne.jp U R L http://jojoinn.co.jp</p>
新構造技術(株)	<p>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) T E L 03(5626)5811 F A X 03(5626)5822</p> <p>九州支店 〒812-0012 福岡県博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル) T E L 092(451)4281 F A X 092(451)5789</p> <p>沖縄営業所 〒900-0015 那覇市久茂地1丁目4番15号(泉崎UFビル) T E L 098(941)1509 F A X 098(861)2792</p>
(株)誠研舎	<p>〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5 T E L 03-3834-4201 F A X 03-3834-0825</p> <p>U R L http://www.seikensha.com Eメール sks@seikensha.com</p> <p>弊社は、お客様が御納得いく「土質力学試験機、岩石試験機、その他各種試験機」の開発、研究に努めて参ります。 どのようなご相談にも応じます。ご連絡をお待ちします。</p>

企業名

連絡先

大永建設(株)	〒901-2131 沖縄県浦添市牧港1丁目62番19号 T E L (098) 877-5277(代) F A X (098) 877-3093
(株)大東エンジニアリング	〒901-2122 沖縄県浦添市勢理客4丁目16番9号 T E L 098-878-1381(代表) F A X 098-876-0793(代表)
(株)中央建設コンサルタント	〒901-2126 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号 T E L (098) 877-4390 F A X (098) 876-2661 U R L http://www.chyuo.co.jp/ Eメール cyuo@chyuo.co.jp
(株)東京ソイルリサーチ	本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 T E L 03-3410-7221 F A X 03-3418-0127 沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 T E L 098-878-6299 F A X 098-876-5512
(株)南城技術開発	本 社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 T E L (098) 836-4847 F A X (098) 888-1322 南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 T E L (098) 888-1551 URL http://w1.nirai.ne.jp/nanjyou/ Eメール nanjyou@nirai.ne.jp
西松建設(株)九州支店沖縄営業所	〒900-0015 沖縄県那覇市久茂地1丁目2番20号 OTV国和プラザ701 T E L (098)-941-8877 F A X (098) 941-8878
(株)日興建設コンサルタント	本 社 〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号 T E L (098) 877-1667 F A X (098) 877-0914 八重山営業所 〒907-0004 沖縄県石垣市字登野城269 T E L (0980) 88-8415 Eメール nkc@nk-con.co.jp
(株)不動テトラ	大阪本社 〒541-0047 大阪府大阪市中央区淡路町2丁目2番14号 T E L (06) 6201-9203 F A X (06) 6228-1616 東京本店 〒103-8543 東京都中央区日本橋小網町6番1号 T E L (03) 5644-8550 F A X (03) 5644-8561 沖縄営業所 〒900-0015 沖縄県那覇市久茂地1丁目2番19号 OTV国和プラザ T E L (098) 862-7223 F A X (098) 866-0418
(株)ホープ設計	〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5寄宮市街地施設1F-1 T E L 098-836-7181 F A X (098) 836-7183 Eメール tethuo-t@hopedesign.co.jp
三井化学産資(株)	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) T E L (092)-752-0766 F A X (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) T E L (098) 868-5672 F A X (098) 869-7146
リウコン(株)	〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地 T E L (098) 945-3778(代) F A X (098) 945-5065 U R L http://www.riukon.co.jp

第 21 回沖縄地盤工学研究発表会実行委員

顧問	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
副会長	原 久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤 進	琉球大学工学部
	中村 真也	琉球大学農学部
	吉沢 光三	(株)清光研究所
	川満 一史	(株)沖縄設計センター
	桃原 強	沖縄リビング(株)
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	新城 三雄	上城技術情報(株)
	島袋 真希	(株)大富建設コンサルタント
	高久 和彦	大和探査技術(株)
	与那嶺 満	応用地質(株)
	安谷屋 賢	北斗設計(株)
	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
	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	儀間 雅	沖縄県土木建築部技術管理課
	知念 洋一郎	(株)大富建設コンサルタント
	平良聡	(株)沖技