

第27回沖縄地盤工学研究発表会 講演論文集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2014

2014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

第 27 回沖繩地盤工学研究発表会 目次

セッション 1

- 島尻層群泥岩含有率変化による標準砂の強度定数推移・・・・・・・・・・・・・1
○坂本 征矢・瀧口 真矢（琉球大学 学部生）
松寄 史明（琉球大学 大学院）
原 久夫・松原 仁（琉球大学）
- 地すべり対策工設計における横ボーリング工の取り扱いについて・・・・・・・・・・6
○川満 一史・大田 文安（株式会社沖縄設計センター）
- γ 線探査による識別困難な断層・破碎帯・すべり面の検出・・・・・・・・・・・・・12
○吉村 辰朗・青山 勇一・福田 直三（復建調査設計（株））
- 島尻層群泥岩の微生物風化に関する研究・・・・・・・・・・・・・16
○松寄 史明・広瀬 孝三郎（琉球大学 大学院）
原 久夫・松原 仁（琉球大学）

セッション 2

粉体凝集材を利用した赤水濁水処理方法について・・・・・・・・・・18

山本 達生・岩田 将英・○清水 英樹（前田建設工業（株））

浅海域における海上サンドコンパクションパイル工法の効率的な施工方法・・・・・・・・・・24

知念 正吉（那覇港湾・空港整備事務所 中城港湾出張所）

久野 敦史（東洋・みらい・本間特定建設工事共同企業体）

浦辺 純博・○尾形 太（不動テトラ）

圧密載荷時間が圧密特性値に与える影響に関する実験的研究・・・・・・・・30

○玉城 侑・近藤 慎吾（琉球大学 学部生）

山路 伸悟（琉球大学 大学院）

原 久夫（琉球大学）

マッドペーストを用いたMud crack生成パターンに関する実験的検討・・・・・・・・32

○広瀬 孝三郎（琉球大学 大学院）

松原 仁・原 久夫（琉球大学）

島尻層群泥岩含有率変化による標準砂の強度定数推移

琉球大学学部生	○坂本征矢
琉球大学学部生	瀧口真矢
琉球大学大学院	松寄史明
琉球大学	原久夫
琉球大学	松原仁

1.はじめに

自然界に存在する土は、幅広い粒径の土粒子が混合して構成されている場合が多く、これらの中には砂および粘性土のどちらにも分類できない中間土と呼ばれる混合土が存在している。河川堤防や切土斜面などの土構造物の設計や施工などでは、対象の土の性質に影響する土粒子の大きさによって土を分類することが行われている。その際、一般的に砂および粘性土に区分して、各々全く異なる性質として扱っている。土の力学的特性は、粒度に大きく依存しているとされているが、中間土においてはほとんど明らかにされていない。また、実務において土の力学的特性は、擁壁の土圧計算、基礎の支持力計算、斜面の安定計算などで必要になる粘着力や内部摩擦角などの土の強度特性に大きく影響する¹⁾。

そこで本研究では、標準砂と沖縄県の主な土壌である島尻層群泥岩を用いて、混合土の強度特性を求めるために実験を行った。また、自然界には幅広い粒度分布を有する混合土が存在するため、これらの混合土を想定し、考慮するために、標準砂に島尻層群泥岩をFc=0%, 20%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80%, 100%の割合で混合させ供試体を作成し、各々の力学的特性を一面せん断試験によって明らかにした。

2.実験方法

本研究では粘土試料として沖縄県に広く分布する島尻層群泥岩(425 μ m)ふるいを通じたもの、および標準砂を用いて実験を行った。供試体はプラスチック製の漏斗を使用して空中落下法を行った後、締めめ法を用いて作成した。土は相対密度の違いが強度に大きな影響を及ぼすため、本実験では図-1に示す最大最小密度試験から得られた結果を用いて標準砂および島尻層群泥岩の質量を決定し、供試体の相対密度を100%で一定にしたうえで試験を行った。また、供試体の含水比が及ぼす強度特性への影響も考慮し、本研究では含水比を0%に統一し実験を行った。さらに、圧密応力についても100kN/m², 300kN/m², 500kN/m²と設定した。供試体の粘着力や内部摩擦角等の強度評価は、一面せん断試験(JGS 0560)に従って行った。

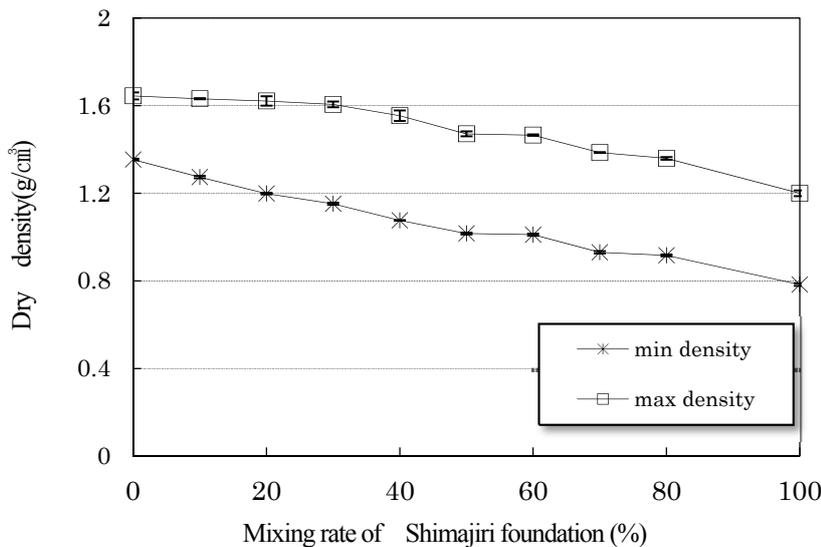


図-1 混合土における最大最小密度

注) 凡例は以下同様とする.

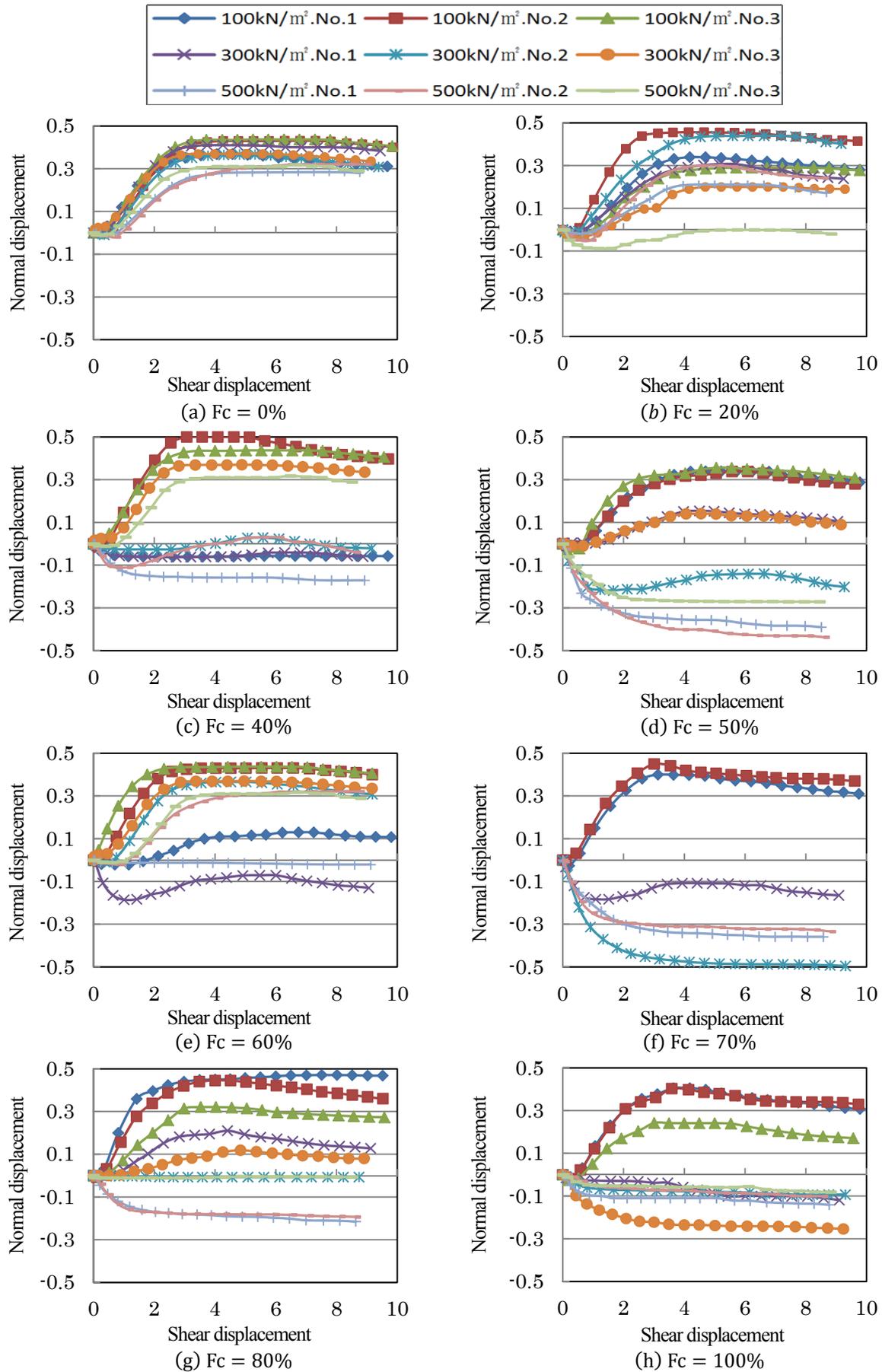


図-2 細粒分含有率毎のせん断変位と垂直変位の関係

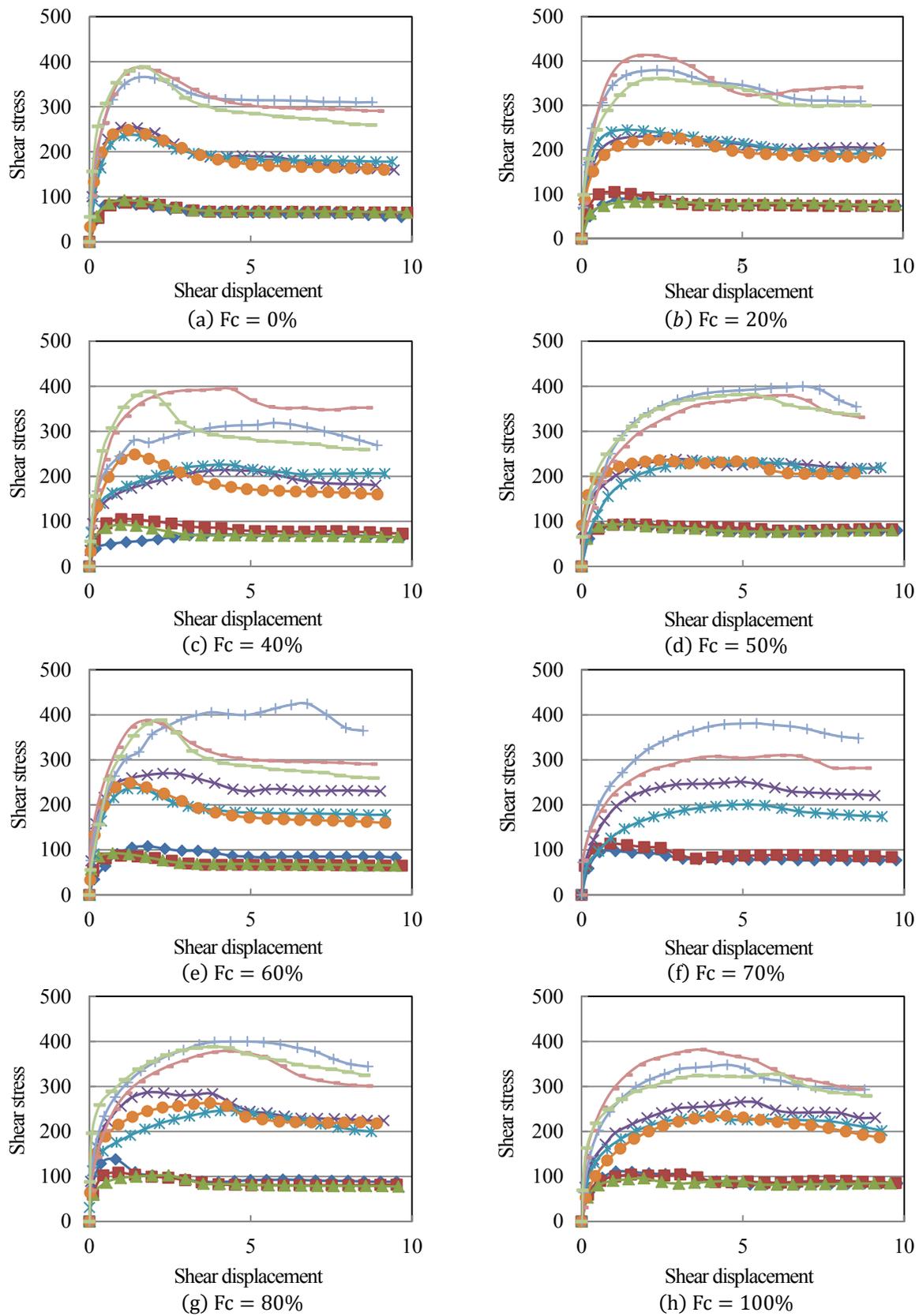


図-3 細粒分含有率毎のせん断変位とせん断応力の関係

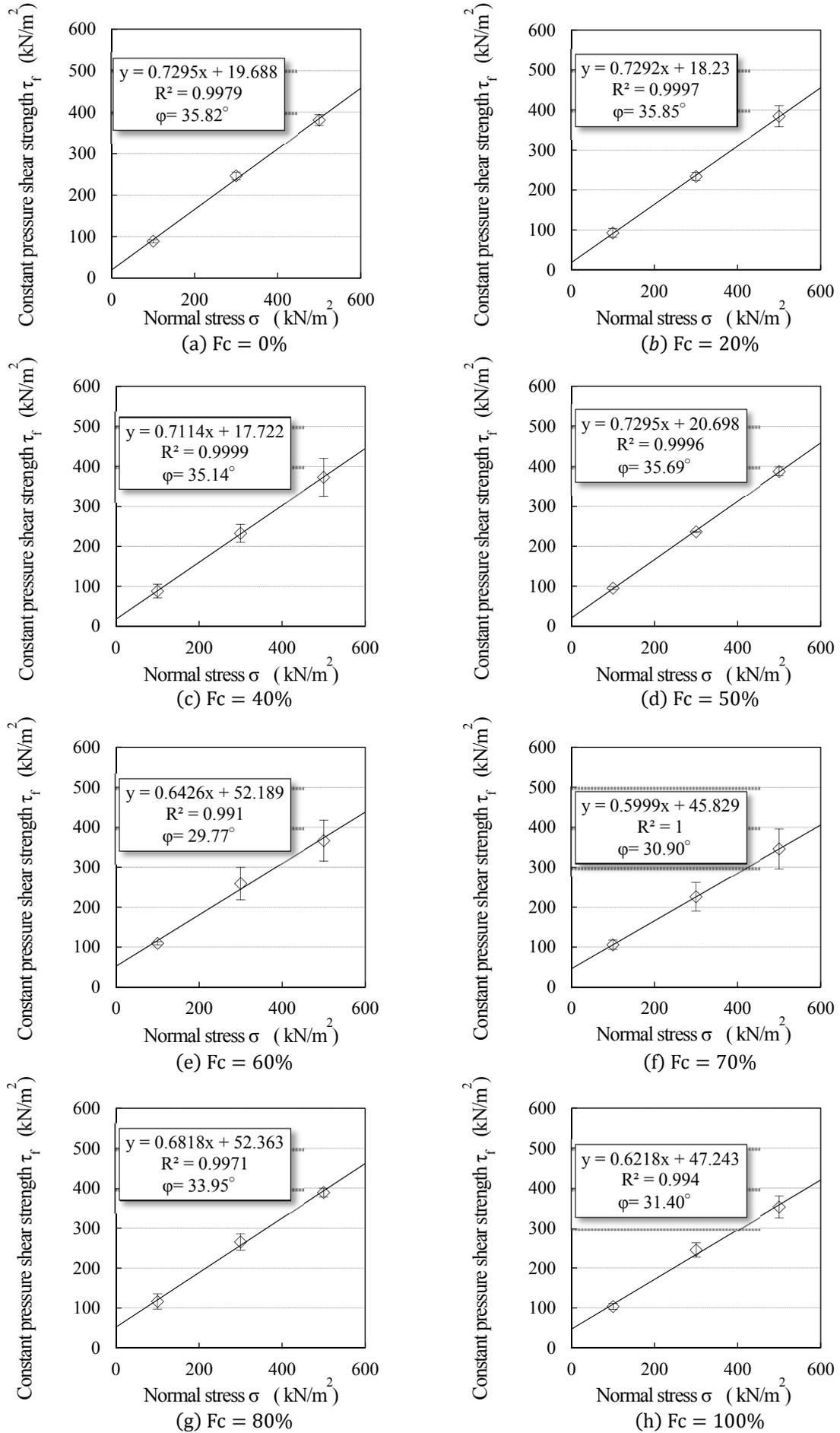


図-4 垂直応力と定圧せん断強さの関係

3.実験結果と考察

本実験では、一面せん断試験により供試体のせん断時間を 10 分間とした。その結果、図-2 に示すように、せん断変位と垂直変位の関係は、標準砂ではばらつきが少ないが、中間土と島尻層群泥岩では大きなばらつきが見られた。図-3 に示すせん断変位とせん断応力の関係において、中間土付近では、なだらかな挙動をみせる島尻層群泥岩と顕著なピークを示す標準砂の、各々の特性を有していることが明らかである。また、島尻層群泥岩の含有率が $F_c=0\%$ 、 100% の供試体と比較すると $F_c=40\%$ 、 60% の中間土における実験値はばらつきが大きくなる傾向にある。さらに、圧密応力が大きいほどこれらの傾向は明白となる。

土の強度定数である内部摩擦角 ϕ は、図-5 に示すように細粒分含有率 0~50%では内部摩擦角はほぼ一定であったが、含有率が $F_c=60\%$ の供試体においては内部摩擦角が急激に減少することが(a)に顕著に示されている。この結果について、Lupini らの実験結果²⁾との比較を行った。Lupini らの実験では、細粒分の試料にベントナイトを用いているが、本実験と同様、細粒分含有率が 60%の内部摩擦角が他の含有率の実験値に比べ下回っていることが(b)より明らかである。この原因は、現段階では検討中である。しかし、混合土において細粒分含有率 60%付近が砂質土と粘性土のいずれかの特性を示す分岐点であり、砂質土と粘性土の性質の両者を含む混合土の不安定さが実験結果に影響し、ばらつきを発生させていると推測される。

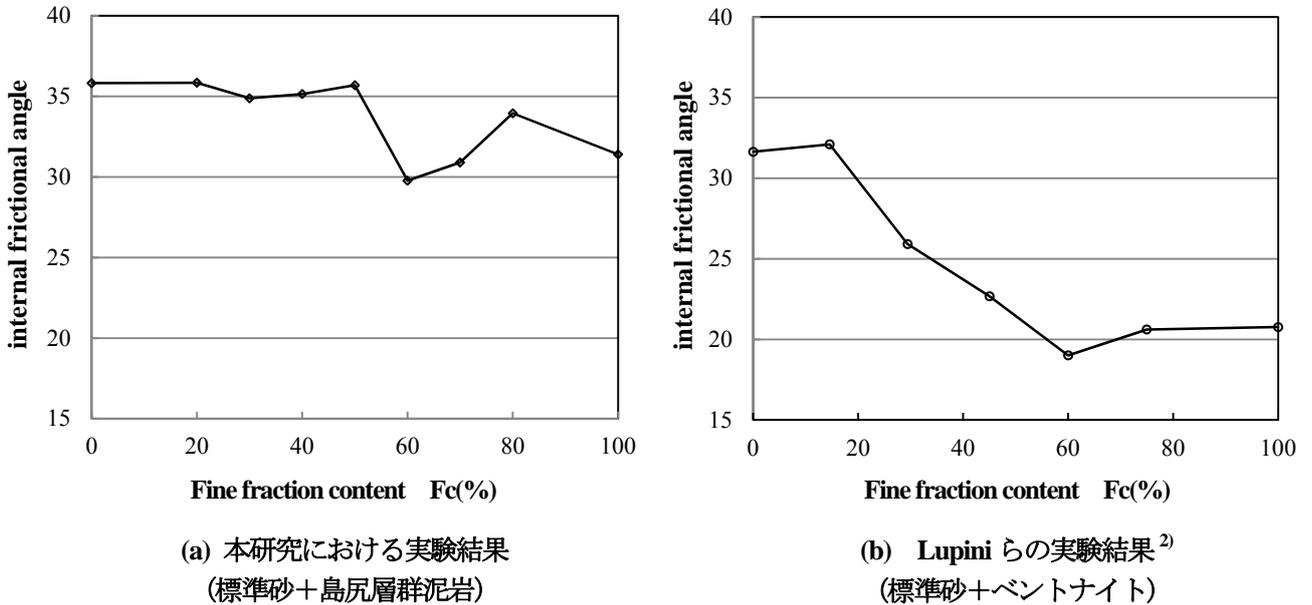


図-5 本実験結果と Lupini らの実験結果との比較

4.今後の課題

今後は、細粒分含有率 60%での強度特性の急激な減少についてさらに検討を深め、任意の細粒分含有率でも強度特性の算出を可能にしていく。

《参考文献》

- 1) 大嶺 聖, 落合 英俊: 砂と粘土の混合土の圧縮および強度特性, 報文 - 2267
- 2) J. F. LUPINI, A. E. SKINNER, P. R. VAUGHAN, The drain residual strength of cohesive soils, Geotechnique 31, No2. 181-213, 1981.

地すべり対策工設計における横ボーリング工の取り扱いについて

株式会社沖縄設計センター ○川満 一史

株式会社沖縄設計センター 大田 文安

1. はじめに

沖縄県における砂防事業は昭和49年頃より開始され、砂防指定地161箇所、地すべり防止区域27箇所及び急傾斜地崩壊防止区域66箇所において、対策事業が実施され今日に至っている。

これらの中には、実施後40年近くを経過したものもあり、今後、対策施設の老朽化と更新が必要となることが予想される。

このような中で、沖縄県では平成25年度に「砂防関係施設点検及びデータベース作成業務委託」を実施し、県内全ての砂防事業によって建設された対策施設について、その現状が確認・整理されている。

対策施設の機能については、その多くの工種において目視調査や打診による確認によってその有効性がほぼ確実にできるが、地すべり対策施設の中の横ボーリング工についてはその評価が難しい。

横ボーリング工は、地すべり地における地下水排除を目的として複数が同時に施工されるが、経年とともに「つまり」などにより排水のできない箇所が次第に増加する傾向にある。機能評価が困難な理由として、設置当時における地下水低下の程度が把握されている事例が極端に少ないこと、排水不良の箇所数と地下水低下量の関係が明確でないこと、対策効果の基準となる地下水位の把握が容易ではないこと等が挙げられる。

通常、横ボーリング工は杭工と同時に設計されるが、杭工の設計においてその負担する必要抑止力や、使用される許容応力度が横ボーリング工の有無により異なってくる。つまりは、横ボーリング工が同時に施工される場合は、ない場合に比べ杭工の規模を小さくすることができる。そのため、横ボーリング工の機能が低下した場合杭工が危険な状態になり、ひいては地すべり地が不安定な状態になる恐れがある。

本発表では、既往調査結果をもとに横ボーリング工の老朽化の現状を把握、経年による機能不良程度の推定を行う。また、試行計算を行うことによって、同時に施工された杭工がどの程度危険になるかを推察する等を行い、対策工設計における横ボーリング工の取り扱いについて課題提起をする。

2. 対策工の状況

対策工施工後約30年が経過した地すべり防止区域において、対策工の健全性を確認するために現地調査を実施した。特に杭工と横ボーリング工が同時に施工された箇所の調査結果を表1に示す。

調査を実施した箇所は地すべり防止区域の安谷屋、仲順、仲宗根、桃原及び山里の5地区(図1参照)で、安谷屋、仲順及び仲宗根地区は中部に、桃原及び山里は南部に位置する。

地質の状況は仲宗根地区で島尻層群砂岩が分布するのに対し、他の4地区は島尻層群泥岩が分布する。

全体としてみると杭工は全295本施工された中で283本が健全でその割合は95.3%となる。不具合の認められる対策工の割合(以後、不健全率と呼ぶ)は4.7%で、これは周囲の地盤が侵食を受け、杭が地表に露出した状態となっていた。

横ボーリング工は全71本施工された中で43本が健全でその割合は63.1%であった。不健全率は36.9%であり、その状況は排水が認められないものであった(写真1、2参照)。

なお、横ボーリング工は施工と直後において排水が認められない場合があるが、現段階で現地調査や台帳資料等よりそれが確認できなかったため、排水の認められない箇所を全て不健全として取り扱った。

両工法を比較すると、施工後約30年を経過すると横ボーリング工の不具合の発生割合が杭工に対して7倍ほど高いことが解る。

表 1 施工後約30年を経過した地すべり対策施設の状況

地区名	工種	設置年	確認日	経過年	施工数	異常箇所		健全箇所		備考
						(箇所or本)	(%)	(箇所or本)	(%)	
安谷屋	杭	1985	H25. 6. 4	29	33	0	0%	33	100%	異常なし
	横ボーリング	1985	H25. 6. 4	29	6	0	0%	6	100%	破損等はないが、すべて水が出ていない
仲順	杭	1987	H25. 6. 6	27	41	3	7%	38	93%	杭頭部の深翼による突出を確認
	横ボーリング	1985	H25. 6. 6	29	14	7	50%	7	50%	流末処理の破損
仲宗根	杭	1982	H25. 6. 6	32	47	0	0%	47	100%	異常なし
	横ボーリング	1982	H25. 6. 6	32	11	6	55%	5	45%	つまりを確認したが、1本以外すべて水が出ている
桃原	杭	1988	H25. 6. 10	26	143	0	0%	143	100%	異常なし
	横ボーリング	1987	H25. 6. 10	27	9	4	44%	5	56%	1本は流末処理の破損、3本は土砂に埋もれて確認不可
山里	杭	1987	H25. 5. 25	27	31	5	16%	26	84%	杭頭部の深翼による突出を確認
	横ボーリング	1986	H25. 5. 25	28	31	11	35%	20	65%	流末処理の破損、つまりにより水が出ていない
計	杭			28.2	295	8	4.7%	287	95.3%	
	横ボーリング			29	71	28	36.9%	43	63.1%	



図 1 調査箇所位置図



写真 1 仲順地区の横ボーリング工 流末の破損、地下水の排水が認められない



写真 2 山里地区の横ボーリング工 流末の破損、地下水の排水が認められない

3. 対策工設計における横ボーリング工の扱い

地すべり対策工としては大きく抑制工と抑止工に分けられるが、横ボーリング工は地下水排除を目的とした抑制工に分類される。また、抑止工とは構造物を用いて地すべりを安定化させるための外力を地すべり地に作用させる工法で、杭工はその一つとなる。

地すべり対策の基本的な考え方として、地すべりの現状の安定性を地すべりがすべろうとする力とに対して抵抗する力の比で表す(図 2 参照)。通常これは 0.95~1.00 で評価されることが多く、これを現状安全率と呼ぶ。

対策工の規模はこの現状安全率を引き上げる目的で計画され、その程度は 1.1~1.2 として設定されることが多く、これを計画安全率と呼ぶ。

ここで、現状安全率を 1.00、計画安全率を 1.20 と設定した場合、地すべり対策工では安全率を 0.20 引き上げるために計画されるが、通常横ボーリング工等の排水工は、表 2 に示すようにその比率を 0.05、抑止工は 0.15 と割り振って対策工規模の設計を行う。

なお、横ボーリング工の地下水排除程度は表 3 に示すように最大 3m 程度であるが、地すべり地によっては 3m の水位低下を見越して安定計算を実施すると、計算上前述の 0.05 を上回る対策効果が得られる場合が

多い。しかし、横ボーリング工の排水不良等に対する維持管理が現実的に困難であること等を理由として、負担する安全率増加分を 0.05 が用いられることが多い。

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

F_s : 安全率

N : 分割片の重力による法線力 (kN/m) = $W \cdot \cos \theta$

T : 分割片の重力による切線力 (kN/m) = $W \cdot \sin \theta$

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

W : 分割片の重量 (kN/m)

θ : すべり面の分割片部における傾斜角 (°)

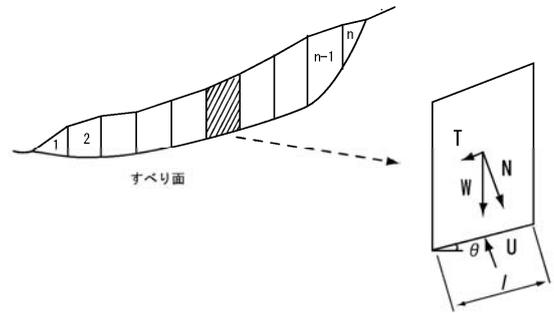


図 2 地すべり安定解析に用いられる式 (簡便法)

表 2 工法積み上げによる目標安全率の概値¹⁾

規 模 工 法	大規模すべり		中規模すべり		小規模すべり	
	目標安全率	負担安全率	目標安全率	負担安全率	目標安全率	負担安全率
排土/盛土	1.05 ~ 1.10	0.07 ~ 0.12	1.10 ~ 1.15		1.20 ~ 1.50	
抑止工	1.10 ~ 1.15	0.05				
排水工	1.15 ~ 1.20	0.05	1.15 ~ 1.20	0.05	地表水処理	0 ~ 0.2

注 1) : 小規模地すべりとは、斜面長にして数十m程度であり、降雨期などに一気に押し出す危険のある規模のものをいい、目標安全率は保全対象との関連もあるが堰堤設計などと同様、1.5程度が望ましい。なお、移動層厚が小さいことから、雨水の浸透の影響を受け易く、地表水する暗渠工を設けたような場合に相当する。

注 2) : 中規模すべりとは、斜面長にして100m前後、単年度施工による安全率のアップ率10%または安全率 $F = 1.05 \sim 1.1$ 対応の抑止工が可能である規模のものをいう。

表 3 地下水位計画低下高の設定例²⁾

横ボーリング工	3m
集水井工	5m
排水トンネル工	8m

4. 試算結果

沖縄本島南部地区の地すべり地において、横ボーリング工と抑止杭工を計画した事例を示す。当該地では表4のケース(1)に示すように現状安全率を1.00、計画安全率を1.20、杭工による負担安全率0.15、横ボーリング工による負担安全率を0.05と設定した。それぞれの安全率増加過分に対する必要抑止力は全体で195.1kN、杭工が129.3kN、横ボーリング工が65.8kNである。

この条件で抑止杭工の規模を算出すると杭径300mm、杭の肉厚9mm、杭長10.5m、杭間隔2mとなる。なお、この試算断面を図3に示す。

表4 横ボーリング工が機能しなくなった場合に必要となる杭工の規模試算

ケース	計画安全率 (下段は必要抑止力)	杭負担安全率	横ボーリング 負担安全率	杭規模	備考
1)	1.00→1.20	0.15	0.05	SS490材, φ 300mm, t=9mm,L=10.5m,@2m	くさび杭として設計
	195.1kN	129.3kN	65.8kN		
2)	1.00→1.20	0.20	0.00	SS490材, φ 350mm, t=16mmL=12m,@2m	ケース1)で横ボーリングが 機能しなくなった場合
	195.1kN	195.1kN	0.0kN		

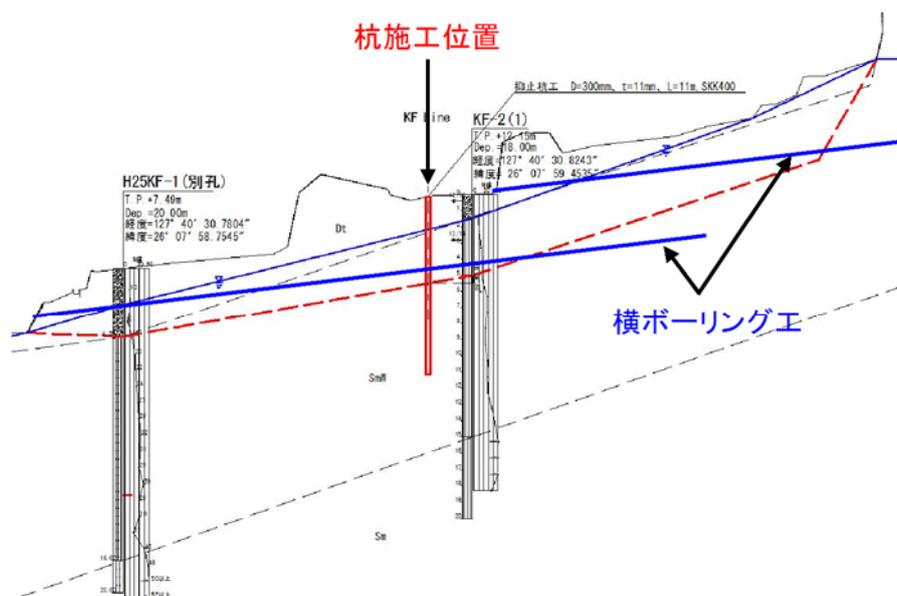


図3 試算断面

ここで、仮に対策工施工後横ボーリング工に「つまり」等が発生し地下水排除ができなくなった場合、地すべり地の安全率は1.20から1.15へと低下し、地すべり地が不安定化したとも考えることができる。

その際に、杭工のみで安全率を1.20へ引き上げようとする、必要な杭工の規模は杭径350mm、杭の肉厚16mm、杭長12.0m、杭間隔2mが必要となり、設置された杭を引き抜いて新たな杭を設置することや既設の杭の間に新たな杭を打ち込む等非現実的な対応となる。

5. 課題提起

以上のことより、杭工と横ボーリング工が同時に施工された地すべり地における課題として以下の二つが挙げられる。

①計画安全率について

通常、横ボーリング工は杭工と同時に設計されるが、横ボーリング工が同時に施工される場合に計画安全率は以下に示すように設定される場合が多い。

$$\text{計画安全率} = \text{杭工による負担安全率} + \text{横ボーリング工による負担安全率}$$

横ボーリングが機能不全に陥った場合、上記の「横ボーリング工による負担安全率」が0となり、計画安全率が達成できないこととなる。また、杭工に対し、横ボーリング工は施工後長期間経過すると不具合の発生する率が高いことから、そもそも計画安全率設定の際にその効果を見込むかについての疑問も残る。

②抑止杭の設計について

通常、横ボーリング工を杭工と同時に施工する場合、地下水位の急激な上昇が長期間生じないという理由から、許容応力度を「短期許容応力度」を用いて設計を行う³⁾。そうでない場合は「長期許容応力度」が用いられる。

そのため、横ボーリング工の機能が損なわれた場合、横ボーリングがない場合と同じとなり、杭工の設計は「長期許容応力度」で設計された杭が設置されている必要がある。

この場合、前者より大きな規格の杭となることが一般的であり、地すべり地は危険な状態になったものと考えることができる。

以上、二つの観点より、横ボーリング工の機能が損なわれた場合、地すべり地は危険な状況になると考えられる。

この問題への対応策として、(1)定期的な点検の実施と管理を行うことによる施設機能の保全や(2)見直した対策工の追加実施などが考えられるが、現状ではなかなか実施される機会がない。以上を課題提起として、取り上げる。

6. 謝辞

本報をまとめるにあたって、沖縄県土木建築部海岸防災課より現地調査結果の提供をいただいたことに厚く御礼申し上げます。

7. 参考文献

- 1) 地すべり工学—最新のトピックス—、1995、(株)山海堂、pp182-183.
- 2) 地すべり防止技術指針及び同解説、2008、国土交通省砂防部、p. 61.
- 3) 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、1997、(社)日本河川協会、P63.

γ線探査による識別困難な断層・破砕帯・すべり面の検出

復建調査設計(株) ○吉村 辰朗
 青山 勇一
 福田 直三

1. はじめに

斜面崩壊の頭部では、しばしば断層・破砕帯の存在が記載されている。この地質的弱線付近では地下水脈によって強風化帯が形成され、斜面崩壊が発生しやすくなっている。尾根部の強風化帯では地山が土砂化し、地表踏査での断層・破砕帯の抽出は困難である。同様に、未固結～半固結の堆積岩分布域での地すべりにおいても、すべり面の検出は困難となる。γ線探査は、変形・破壊によって地盤の磁性特性が変わり、γ線吸収量が変化することを利用して、断層・破砕帯・すべり面を検出する物理探査手法である。本報では、γ線探査によって、未固結の粘土・半固結の粘土・固結した頁岩における破断面を検出した事例を紹介する。

2. 岩石の磁性を考慮した放射能探査法

岩石や鉱物中にはわずかであるがウラン系列元素 (^{239}U)、トリウム系列元素 (^{232}Th) など天然放射性同位元素が含まれている。γ線探査は、これらの元素が崩壊過程で放出するγ線をシンチレーションサーベイメータ (TC-151, アロカ社製, 写真.1) で検出し、その強度 (放射線の数) を全計数法で計測する方法である。

断層・破砕帯・すべり面において帯磁率異常が生じている¹⁾。帯磁率をγ線遮蔽効果の指標としてγ線減弱実験を行なった結果、帯磁率が高いほどγ線吸収量が多くなる現象が認められる。帯磁率は、磁性鉱物の大きさ、磁性鉱物量の増減、磁性鉱物の風化・変質によって変化する。断層・破砕帯におけるγ線は、断層物質の磁性特性によって変化し、非破砕部のγ線強度より高γ線や低γ線が検出される²⁾。測定は、センサー部を地盤に密着させ10秒おきに5回読取り、その平均値を測定値とした。放射線の測定単位は、Sv/hである。ボーリングコアのγ線測定ではHPI製5000型シンチレーションサーベイメータを用い、30秒積算線量 (pSv) を測定値とした。測定誤差は3%以下である。ボーリングコアにおけるγ線強度の計測は、計測器をコアに垂直にあてて行い、測点間隔は10cm～20cmである (写真.2)。測定結果図の□ (γ線強度) は測定値を、黒色で異常値 (断層・すべり面) を示し、破線で地質分帯を示した。



写真.1 地表γ線測定装置



写真.2 ボーリングコアγ線測定装置

3. 粘土の破壊実験における γ 線強度変化

未固結層が破壊した場合の γ 線強度変化を調べるために、粘土の圧縮試験を行った。供試体は、不攪乱試料（粘土、密度 2.66g/cm^3 ）で、直径 7.4cm 、高さ 15cm である。測定は供試体上面の中心と四方で行い、破壊前と破壊後の測定値を比較した。供試体の破壊状況は、上面に開口亀裂が生じた場合（開口型）とせん断面が明瞭な場合（せん断型）が認められた（写真.3）。表-1 に破壊前後の γ 線強度を示す。

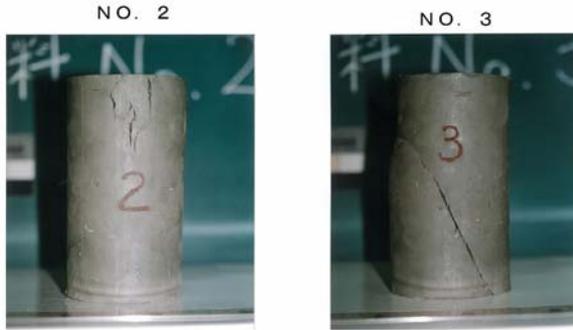


写真.3 供試体の破壊状況

表-1 破壊前後の γ 線強度変化（粘土）

	開口型(NO. 2)	せん断型(NO. 3)
破壊前	114.1(4.3)	109.6(4.0)
破壊後	112.1(5.7)	117.6(7.6)

単位：nSv/h ()：標準偏差

上面に開口亀裂が生じた場合（開口型、NO.2）の破壊前後の中心における γ 線強度変化を図-1 に示した。開口型では破壊後の γ 線強度の変化は認められない。せん断面が明瞭な場合（せん断型、NO.3）の破壊前後の四方における γ 線強度変化を図-2 に示した。せん断型では、破壊後に高 γ 線強度へ不連続的に変化した。

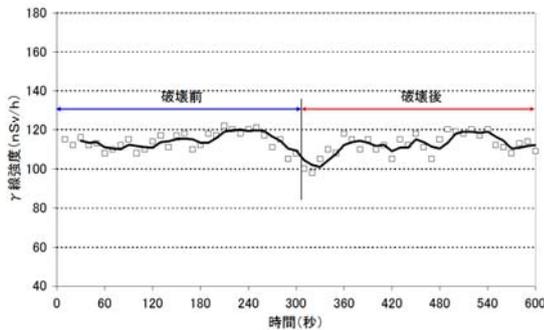


図-1 破壊前後の γ 線強度変化（開口型、NO.2）

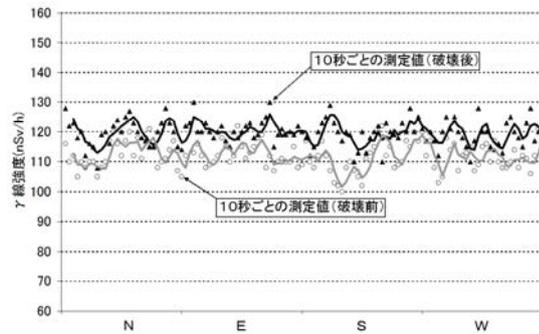


図-2 破壊前後の γ 線強度変化（せん断型、NO.3）

4. 大阪層群礫層の地すべり

調査地である兵庫県三木市に分布する地質は、第四紀の堆積岩である大阪層群である。大阪層群は、下位より砂・粘土互層、粘土層（礫・腐植土を含む）、礫層が分布している。2 段目のり面中位まで認められる粘土層はほぼ水平に分布し、その上位の礫層の最大層厚は約 16m である。地すべりは、道路建設に伴う切土のり面の施工中に発生した。地すべり土塊は礫層で、すべり面は粘土層と礫層との境界付近である（図-3）。地すべり末端部はのり面2 段目に位置し、すべり面がのり面内に出現したためすべり面付近の断面（垂直高 1m ）において γ 線強度と帯磁率を測定した。 γ 線測定と帯磁率測定の結果を図-4 に示す。GL- $0.0\sim-0.22\text{m}$ は茶褐色の礫層で γ 線強度は $1.20\sim1.22\text{nSv}$ 、帯磁率は $0.09\sim0.27\times 10^{-3}\text{SI}$ である。GL- $0.22\sim-0.45\text{m}$ 及び GL- $0.55\sim-1.00\text{m}$ は褐灰色の礫混じり粘土で γ 線強度は $1.13\sim1.17\text{nSv}$ 、帯磁率は $0.09\sim0.17\times 10^{-3}\text{SI}$ である。すべり面である GL- $0.45\sim-0.55\text{m}$ は、灰色の礫混じり粘土で GL- 0.50m に異常値が検出された。 γ 線強度は相対的に高く 1.19nSv 、帯磁率は相対的に低い $0.05\times 10^{-3}\text{SI}$ である。

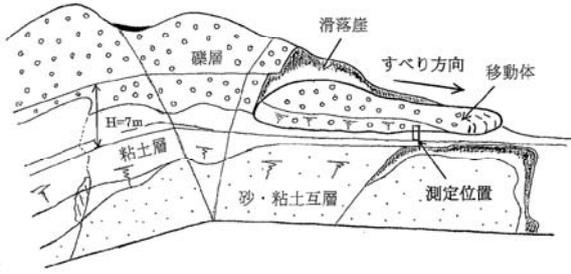


図-3 調査位置図(γ線・帯磁率測定位置の概念図)

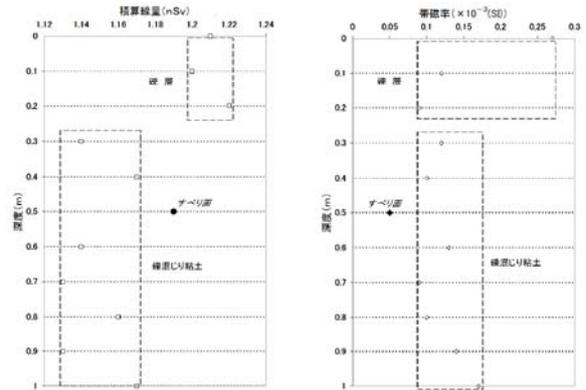


図-4 地すべり末端部でのγ線・帯磁率測定結果

5. 切土によって発生した頁岩分布地での地すべり

切土法面付近には、佐世保層群中里層が分布する。中里層は、暗青灰色頁岩・細粒砂岩・砂岩の互層から構成される。細粒砂岩中には3枚の石炭が挟在する。中里層はほぼ水平に分布するが、北側に緩傾斜で傾いている。切土法面には小規模の断層破碎帯が認められる。断層の走向は、N72° W (西北西方向) となり法面方向と平行するような断層分布である。

8月28日に法面掘削を開始し、11月3日に一次掘削終了後の11月7日にクラックが確認された。クラックは切土頂部から北側に6mと16mの2本認められた(図-5)。このクラックの伸び方向は、前記の断層の方向と同様であった。断層がクラック発生の原因と考えられたため、断層調査の手法として地表γ線測定を実施した。また、地すべりが発生直後に地すべり土塊(すべり面)を把握する目的でボーリング3本(No.1~3)を実施した。このボーリングコアを用いて、しばしば目視では判断が困難とされるすべり面を定量的に把握することを目的としてボーリングコアγ線測定を行った。

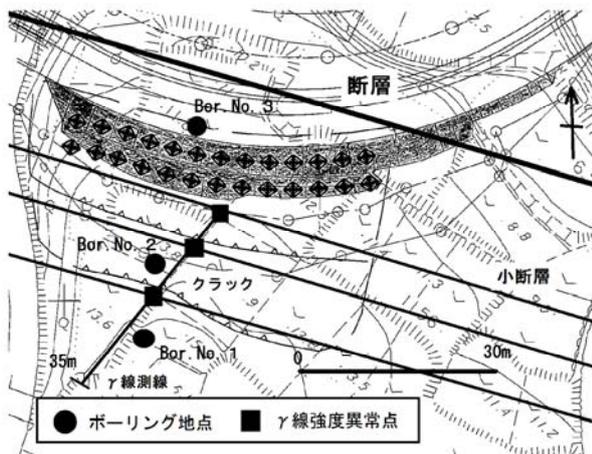


図-5 クラック位置と小断層分布

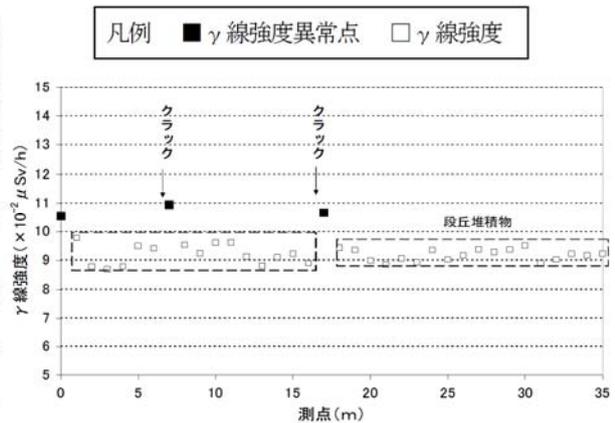


図-6 地表γ線測定結果図

地すべり現場付近には、しばしば地すべりの地質的素因となる西北西方向の断層が推定される。今回は、切土背後の平坦面において地表γ線測定を実施した。γ線測定結果図に示すように、クラック付近では相対的に高いγ線強度異常値が認められる(図-6)。1m間隔の測定で、1点のみの異常地点検出であるので破碎幅は1m未満と考えられる。

ボーリングNo. 2のコア γ 線測定結果を図-7に示す。すべり面が想定される頁岩での測点間隔は10cmとし、その他は20cmとした。GL-8.9m地点では低い γ 線強度を呈し、のり尻の押し出し状況から、この異常値出現点がすべり面と考えられる。ボーリングNo. 3では、GL-5.6m地点では高い γ 線強度を呈し、この異常値出現点がすべり面と考えられる。ボーリングNo. 1では、 γ 線強度異常値は検出されなかった。押え盛土後に設置した孔内パイプ傾斜計では変動が見られないことから、早期のすべり面決定では当手法は有効である。

ボーリングNo. 2の砂岩・頁岩の境界であるGL-7m付近では、高い γ 線強度を呈し旧すべり面と考えられる。孔内パイプ傾斜計では、この付近でも変動が認められた。

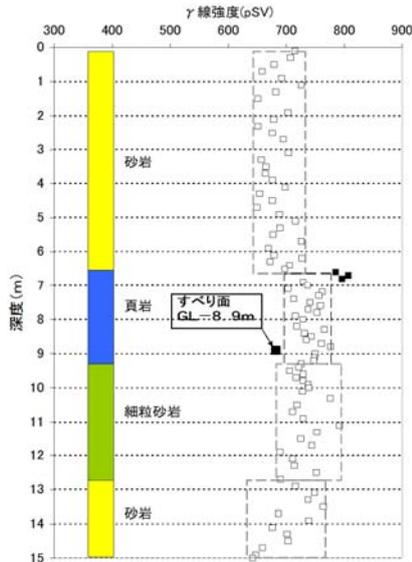


図-7 ボーリング No. 2 コア γ 線測定結果図

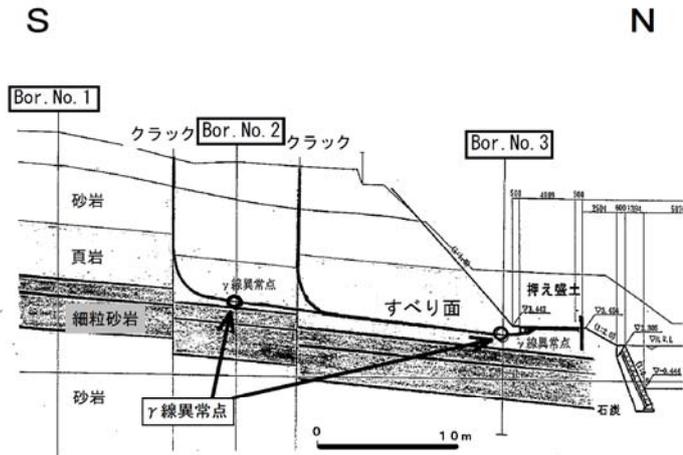


図-8 地すべり形態図

通常の地質調査（踏査，ボーリング）と今回実施した γ 線探査により当地の地すべり機構は、下記のように推定される。

法面掘削前には、法面内断層より北側には砂岩が分布し頁岩が出現することはなかったが、断層より南側を掘削した時に頁岩が法面に出現した。頁岩は畑に分布する小断層によって分断され、法面掘削によって北側の砂岩の押さえ（鉛直方向拘束圧）が開放されたために、頁岩内ですべり面が生じ地層の傾斜と同様の緩傾斜（ 5° ）で押し出してきたと考えられる（図-8）。

<参考文献及び引用文献>

- 1) 吉村辰朗・間野道子：ボーリングコアの γ 線強度・帯磁率測定によるすべり面検出，地すべり，42，3，12-18，2005.
- 2) 吉村辰朗・大野正夫：断層破碎帯における帯磁率異常に伴う γ 線量の変化，物理探査，63，151-160，2012.
- 3) 松井和典・古川俊太郎・沢村孝之助：地域地質研究報告「佐世保地域の地質」，地質調査所，92，1989.
- 4) T. Yoshimura, N. Fukuda, M. Hyodo and A. R. Baimakhan：Importance to Evaluate of Fault Fracture Zone for Construction of Infrastructures in Mountain Area by γ -Ray Survey, JS-Okinawa 2013 7th International Joint Symposium, 167-172.

島尻層群泥岩の微生物風化に関する研究

琉球大学大学院 学生会員 ○松崎 史明
 琉球大学大学院 学生会員 広瀬 孝三郎
 琉球大学 正会員 松原 仁
 琉球大学 正会員 原 久夫

1. はじめに

土の強度は地質・破碎状態・風化・亀裂・固結程度・地盤の物理的特性・膨張性・湧水状態など多くの物理的・化学的・生物学的作用素によって特徴付けられ、実社会においても考慮されている。しかしながら、これらの考慮のほとんどは物理的外乱によるものを対象としており、化学的・生物学的な作用に関しては無視される場合が多い。一見すると土の強度評価に無関係とも思える微生物であるが、近年の研究によりこれらが地盤形成に与える影響は極めて大きいことが分かってきた。Song¹⁾らによると、土壌に普遍的に存在するバクテリアの一つである *Bacillus subtilis* が花崗岩を風化させ、微細な穴を形成させる。また、微生物を用いた地盤改良の研究なども数多く行われてきている。上記のことを踏まえると、微生物が自然界の土または地盤の力学挙動に与える影響は大きいと考えられる。このことは、地盤の浸食に関する配慮されるべきひとつの要因であることを示している。このような状況下において、本研究では、土壌中の微生物が土の強度に及ぼす影響度合いについて調査した。具体的には、微生物の存在と粘土供試体の一軸圧縮強さとの関連性を明らかにする。なお、微生物は影響度合いの即効性を考慮し、写真1に示す乳酸菌を用いることにした。

2. 実験方法

本研究では粘土試料として沖縄県に広く分布する島尻層群泥岩(4.75mmふるいを通過したもの)、微生物は市販の乳酸菌を用いた。供試体は突き固めによる土の締め固め試験(JIS A 1210)によって作成し、強度評価は一軸圧縮試験(JIS A 1216)に従って行った。供試体は乳酸菌ありと乳酸菌なしの2種類を作製し、供試体における乳酸菌の反応と時間経過による変化を比較するために、15日間隔で5回の(15日、30日、45日、60日、75日)試験を行った。また、1回の試験で乳酸菌あり・なしでそれぞれ5個の供試体を使用し、データの

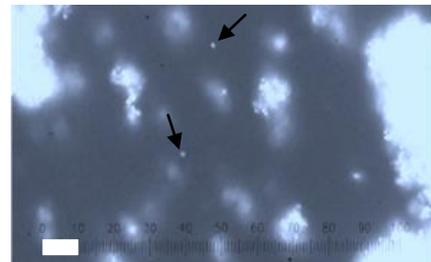


写真1 本実験で用いた乳酸菌, 白線: 0.1mm

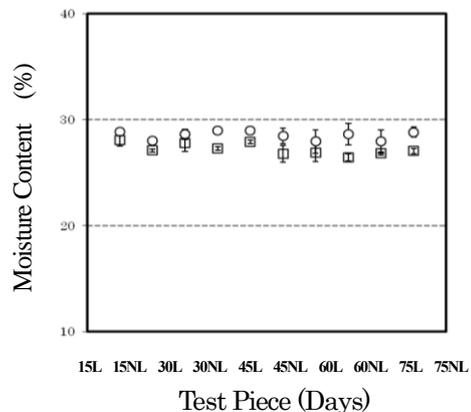


図1 経過時間と含水比の関係

ばらつきを抑えるために、最大応力の平均値から遠い2個を除き、残る3個を有意とした。

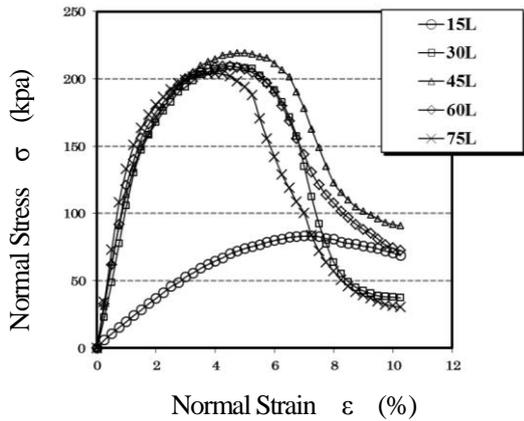
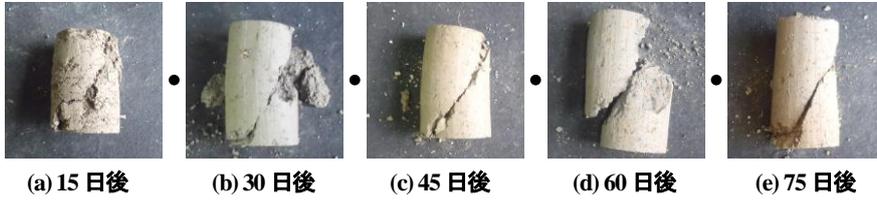
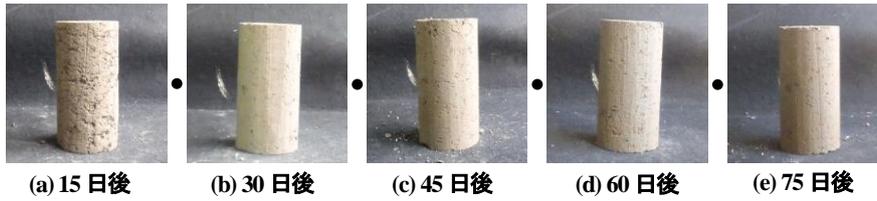
3. 実験結果

3.1 含水比

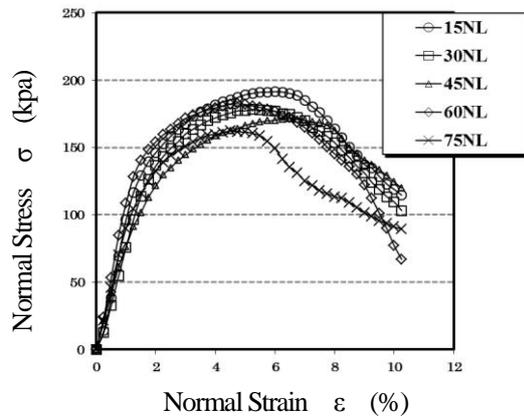
本研究では、供試体中の水分の蒸発を防ぐために、不透水性のラップにて供試体を保管した。経過時間と含水比との関係を図1に示す。なお、Lは乳酸菌あり、NLは乳酸菌なしの供試体を表している。図1より、得られた含水比はほぼ一定であり、本手法にて水の蒸発を防げていることがわかる。

3.2 供試体

写真2に乳酸菌を注入した15日から75日までの供試体をそれぞれ1個ずつ、写真3にその破壊状況載せた。写真2より、15日の供試体のみ表面が粗いことがわかる。また、写真3より、15日の供試体の破壊は他と比較して激しく生じていることがわかる。



(a) Normal Stress - Normal strain curve (L)



(b) Normal Stress - Normal strain curve (NL)

図2 応力とひずみの関係

3.3 応力-ひずみ曲線の比較

一軸圧縮試験で得られた応力-ひずみ関係を図2に示す。(a)は乳酸菌あり、(b)は乳酸菌なしの場合である。図2(a)より、15 Lの最大応力は83 kPaであり、30 L, 45 L, 60 L, 75 Lに関してはほぼ同値の最大応力(それぞれ209 kPa, 219 kPa, 209 kPa, 204 kPa)が得られた。一方、図2(b)より、乳酸菌なしの場合は、経過時間に関わらず、ほぼ一定の最大応力値を示した。図2(a)の15 Lの最大応力のみが低いことに関して、乳酸菌が島

尻層群泥岩を分解したためであると考えられた。微生物による土壌の分解は、一般に微生物溶解(BMD)として知られており、本研究においても島尻層群泥岩の土粒子間構造が破壊されることにより強度が低下したと考えられた。このことは写真2に示したトリミング時の15 Lの供試体の表面が15日以降の反応日数を有する供試体と比べて粗面であったことを考慮しても理解できる。つぎに、図2(b)に対して図2(a)の30 L, 45 L, 60 L, 75 Lの最大応力が高くなっている。この原因に関しては、微生物の溶解活動停止による粘性の増加ということが考えられる。すなわち、15日以降の供試体では乳酸菌が死滅し、そして、乳酸菌によって、分解された土粒子は、チキソトロピーによって土粒子構造を再構築し、粘性が増加したと考えられた。乳酸菌が死滅することにより微生物の溶解活動が止まり、その後チキソトロピーにより強度が増加したと考えられる。

おわりに

本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1)粘土供試体に乳酸菌を注入すると15日目までは一軸圧縮強さは下がった。これは微生物溶解により土粒子間の構造が破壊されたためだと考えられた。
- (2)15日目以降の乳酸菌を注入した粘土供試体は一軸圧縮強度が上がった。これは乳酸菌が死滅し、微生物溶解の活動が止まることで、チキソトロピーによるものだと考えられた。

参考文献

- 1) W. Song, N. Ogawa, C.T. Oguchi, T. Hatta, Y. Matsukura, Effect of Bacillus on granite weathering, A laboratory experiment, 2007.

粉体凝集材を利用した赤水濁水処理方法について

前田建設工業(株)

山本 達生

岩田 将英

○ 清水 英樹

1. はじめに

近年、大規模な開発工事などからの赤土等の流出により、河川や海域の生態系に悪影響を及ぼしているばかりでなく、観光産業や水産業にも影響を与えている。

このため沖縄県では、「沖縄県赤土流出防止条例」を制定し、積極的な赤土等の流出防止対策に取り組んだ結果、平成23年度の赤土等の流出量は、平成5年度の約6割まで削減されたが、海域を良好な状態に再生し次世代に引き継ぐためには、より一層の赤土等の流出量を削減する必要がある¹⁾。

建設工事で発生する工事濁水については、ポリ塩化アルミニウムと高分子凝集剤を併用する凝集沈降処理により、SS分(赤土等の土砂)を沈降分離したのち、上澄み水のSSを200mg/L以下に管理して放流をしているが、上述の状況を鑑み、濁水処理の高度化(放流水のSS量の低減)が必要であると考えられる。

一方、近年、ポリ塩化アルミニウムや高分子凝集材に比較して凝集効果の高い粉体凝集材が市場に流通するようになってきており、建設工事での使用実績も散見される状況である。

このため、粉体凝集材の赤土等の流出量縮減対策としての適用性を検討することとした。

本報告は、粉体凝集材の赤水濁水への適用性の検証結果と、粉体凝集材の効果的な活用手段について述べるものである。

2. 粉体凝集材について

市場に流通している粉体凝集材を7種類程度選定し、ジャーテストにて模擬濁水に対する凝集効果を確認した結果、費用対効果が最も高かった新日本工業(株)製「高性能無機凝集材 SNK バイオ(NETIS:HK-090014A)」を選定し、これに改良を加えた「セーフクリンパウダー」と称する凝集材を商品化した。この凝集材(写真-1 参照)の特徴を以下に示す。

- ① 強い凝集作用を有し、沈降性が高いフロックを形成する(写真-2)
- ② 魚毒性が低い(表-1 参照)
- ③ pH変動の影響を受けず、広いpH範囲で高い凝集効果が発現する
- ④ 人工的に合成された化学物質および、有害物質を含まない



写真-1 粉体凝集材の外観



攪拌直後
写真-2 凝集状況
10秒静置後

なお、濁水性状により、上記凝集材では十分な凝集効果が発現しない事例があったため、現在では濁

水の性状により，3種類の凝集材を揃え，濁水の性状に応じて使い分けを行っている．表-1 にそれぞれの凝集材の適性および魚毒性試験結果を示す．

魚毒性試験は「JIS K0102-1998 71. 魚類による急性毒性試験」に準拠して96時間の暴露におけるヒメダカへの影響を調査した結果であり，半致死濃度(96hLC50)および無影響濃度(96hNOEC)の結果を示している．

これらの粉体凝集材の必要添加量は濁水の性状により異なるが，概ね40~100mg/Lと少量であること，表-1に示すよう魚毒性が低いことから，安全性が高い凝集材であるといえる．

なお，PACの半致死濃度は800mg/L前後，必要添加量は100mg/L前後である．

表-1 粉体凝集材の種類と適用対象，魚毒性試験結果

名称	適用対象	半致死濃度	無影響濃度
セーフクリンパウダー	NATMトンネル工事濁水	4,500 mg/L	-
セーフクリンパウダー(P)	低電気伝導度濁水	2,100 mg/L	800 mg/L
セーフクリンパウダー(Z)	高濃度濁水	7,200 mg/L	1,600 mg/L

2. 供試赤土濁水

赤土濁水に対する当該粉体凝集材の適用性を確認するため，表-2に示す基本物理特性を有する沖縄県中部で採取したマージを使用して濁水を調整した(写真-3~5)．水は，水道水と海水の2種類とし，SSは，約1万mg/L，6,000mg/L，500mg/Lの3水準とした．

なお，調整した濁水は，30μm以下の粒径のシルト・粘土分により構成されていた．

表-2 試料土の基本物理特性

一般	土粒子密度	g/m ³	2.742
	自然含水比	%	13.18
粒度	礫分(2~75mm)	%	18
	砂分(0.075~2mm)	%	45
	粘土分(0.005mm未満)	%	20
	最大粒径	mm	17
	50%粒径 D50	mm	37.5
テコンシス	液性限界 ω _L	%	51.6
	塑性限界 ω _p	%	20.9
	塑性指数 I _p		30.7

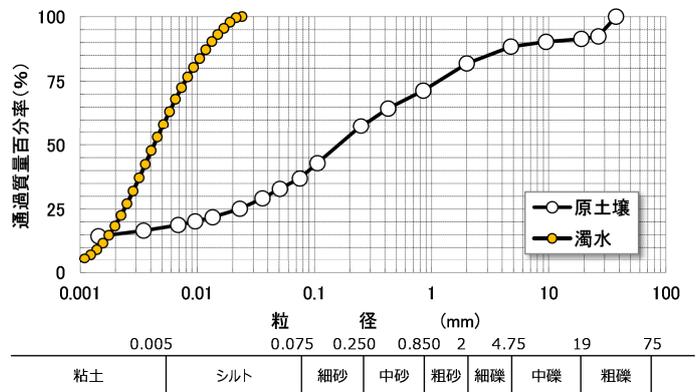


図-1 試料土の粒度特性



写真-3 試料状況



写真-4 清水投入状況



写真-5 供試濁水

3. 凝集試験手順

凝集材添加量と処理水SSの関係を把握することで，粉体凝集材の適用性を評価するため，図-2に示すフローにしたがった凝集試験を実施した．

なお、急速攪拌は1,500rpm、緩速攪拌は500rpmとした。

- ①計量(赤土濁水・凝集材) : 供試濁水と凝集材を所定量計量し、1L角型水槽に投入
- ②混合・攪拌 : 急速攪拌60秒、緩速攪拌90秒を実施
- ③静置後上澄み採取 : 5分間静置した後、上澄み液をスポイトにより採取
- ④SS分析 : 処理水SSの分析

図-2 凝集試験フロー

4. 赤土濁水(水道水)の凝集試験結果

1) SS10,000mg/Lに調整した赤土濁水に対する凝集効果

高濃度赤土濁水に対しては、セーフクリンパウダー(Z)が、表-1に示した凝集材の中で最も凝集効果が高かったため、これの試験結果を図-3、写真-6に示す。

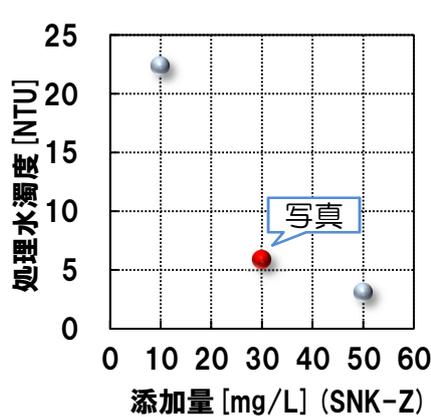


図-3 添加量と処理水SSの関係

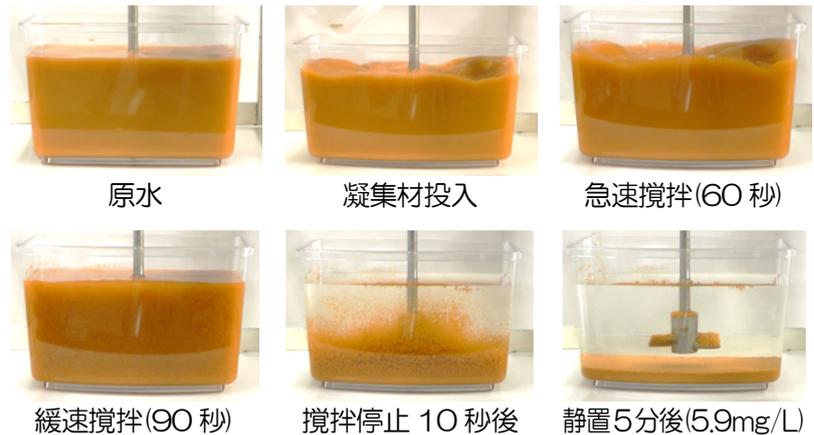


写真-6 凝集状況

2) SS500mg/Lに調整した赤土濁水に対する凝集効果

高濃度赤土濁水に対しては、セーフクリンパウダー(P)が、表-1に示した凝集材の中で最も凝集効果が高かったため、これの試験結果を図-4、写真-7に示す。

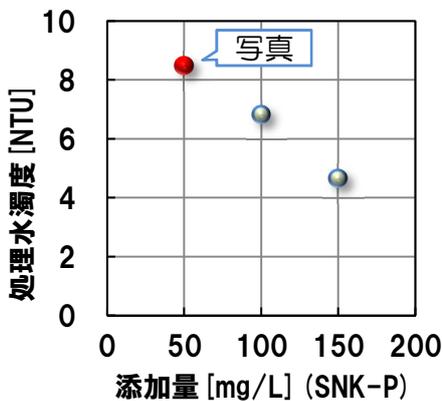


図-4 添加量と処理水SSの関係

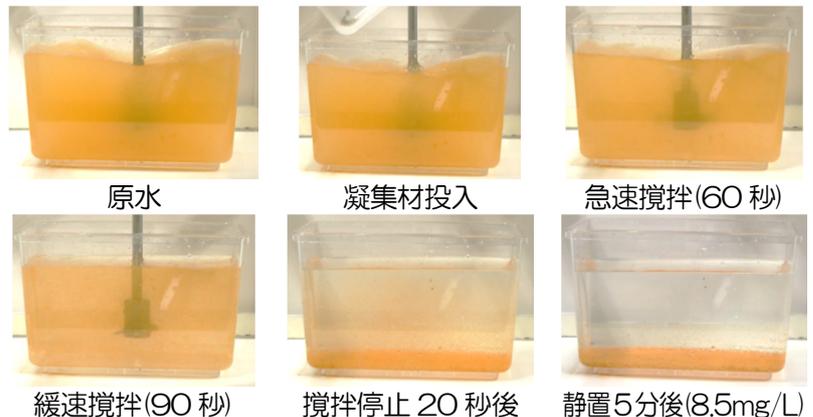


写真-7 凝集状況

3) 赤土濁水に対する凝集試験結果について

沖縄県中部で採取したマージと水道水により調整した赤土濁水に対する当該粉体凝集材は、高濃度赤土濁水に対してはセーフクリンパウダー(Z)を30mg/L程度、低濃度赤土濁水に対してはセーフクリンパウダー(P)を50mg/L程度を添加することにより、処理目標としたSS10mg/L以下となる処理水が得られることが分かった。

さらに、当該凝集材の添加量を多くするほど、処理水のSSは低下することも分かった。

5. 赤土濁水(海水)の凝集試験結果

1) 6,000mg/Lに調整した赤土海水濁水に対する凝集効果

赤土海水濁水に対しては、セーフクリンパウダー(Z)が、表-1に示した凝集材の中で最も凝集効果が高かったため、これの凝集試験結果を図-5、写真-8を示す。

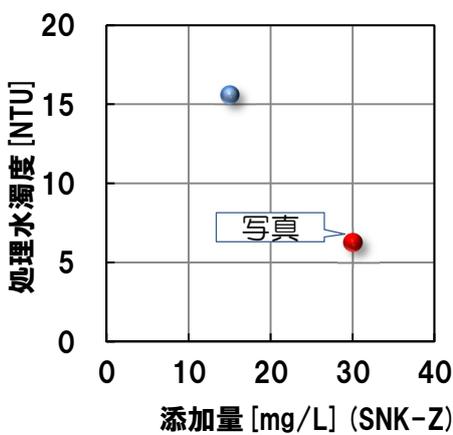


図-5 添加量と処理水SSの関係

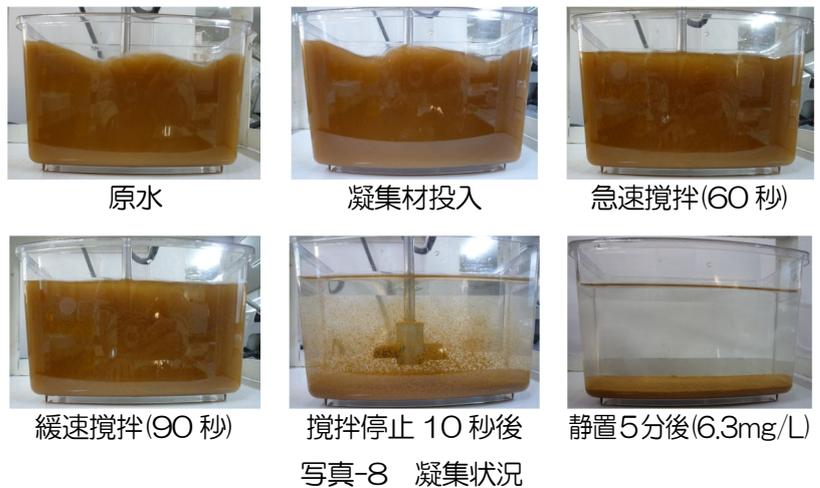


写真-8 凝集状況

2) 6,000mg/Lに調整した赤土海水濁水に対するPACの凝集効果

比較対象のため赤土海水濁水に対するPACの凝集試験結果を図-6、写真-9を示す。

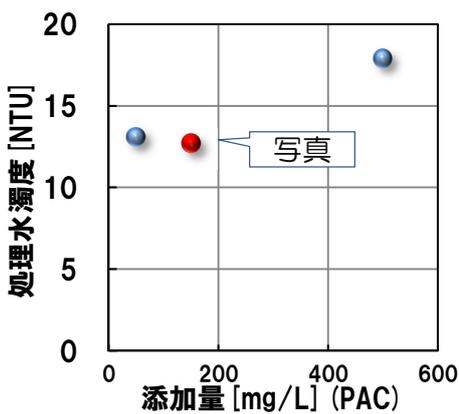


図-6 添加量と処理水SSの関係

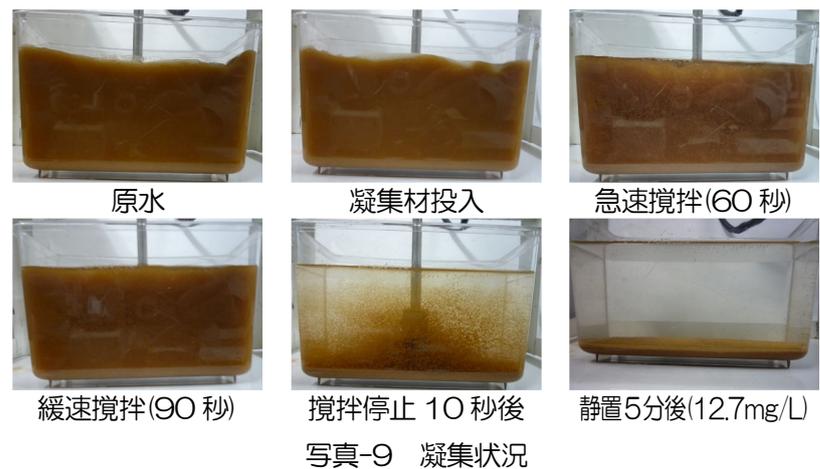


写真-9 凝集状況

3) 赤土海水濁水に対する凝集試験結果について

赤土海水濁水に対してセーフクリンパウダー(Z)を30mg/L程度添加することで、処理水目標としたSS10mg/L以下となる処理水が得られることが分かった。

一方、PACを使用した場合、処理水目標としたSSmg/L以下となる処理水は得られなかった。今後、

高分子凝集材を併用することで、処理目標値が満足できるかを確認する必要がある。

また、凝集物の沈降速度は、PAC 凝集物に比較してセーフクリンパウダー(Z)凝集物の方が、沈降速度が速いことが伺えた。

6. 凝集材の活用方法について

当該凝集材は、機械式凝集沈殿処理と原位置濁水処理の2種類の処理工法で活用を進めている。以下にそれぞれの概要を述べる。

1) 機械式凝集沈殿処理工法の概要²⁾

小型設備により処理品質の高度化(処理水 SS の低減)を図るため、複数のフィルターを有する濁水処理設備を考案した(図-7)。当該設備は粉体凝集材の性能を最大限引き出すため、攪拌槽、沈殿槽、分離槽の3槽により構成する濁水処理装置である。各槽の特徴を以下に示す。

なお、当該濁水処理工法は、平成26年現在、NATMトンネル工事3件、ダム1件、一般土木工事1件での実績があり、現在も2現場で稼働中の濁水処理工法である。

①攪拌槽

粉体凝集材は、固体であるためPACに比較すると強い攪拌力が要求される一方、凝集フロックを大きくするためには、フロックを壊さない程度にゆっくりと攪拌することで、フロック同士を衝突させることが必要である。

以上より、攪拌槽は急速攪拌槽・緩速攪拌槽の段階攪拌方式を採用した設備とした。

②沈殿槽

沈殿槽は、凝集フロックの99.9%以上を重力沈降により処理水と分離する設備である。沈殿槽内に軽量かつ安価な土木シートを設置し、処理水の流れを層流に制御することで小型化を図った。

試作した沈殿槽を用いた実証実験を繰返し30m³/h級の処理をする場合の沈殿槽の水面負荷面積は約1.6m²、60m³/h級の処理をする場合は約3.2m²の面積が必要であることを確認している。

この水面負荷面積は、従来法のシックナーに比較して1/5~1/10程度であり、大幅な設備の小型化が図れたことの証といえる。

③分離槽

沈殿槽で分離しきれない小さなフロックを100μm、40μmの目開きを有するナイロンメッシュで2段階のろ過処理をすることで、処理水SSの低減を図る。



図-7 濁水処理設備の概要



写真-10 稼働状況(NATMトンネル現場)

2) 原位置濁水処理工法³⁾

ダムの再開発工事や災害復旧工事では、潜水士による水中作業が欠かせないが、作業エリア内の水に濁りが発生しているため視界が悪く、作業効率の低下や安全性の確保が課題となる場合が多い。

この課題を解決するため、潜水作業エリアを汚濁防止膜等で仕切り、セーフクリンパウダーを投入しながらエアリフト攪拌をすることで、原位置で濁水処理を行うものである。

図-8、写真-11 に、ダム災害復旧工事の際の事例を示す。当該現場では潜水作業を実施した深度-14mの水底にて、2m程度以上の視界を確保する成果が得られた。

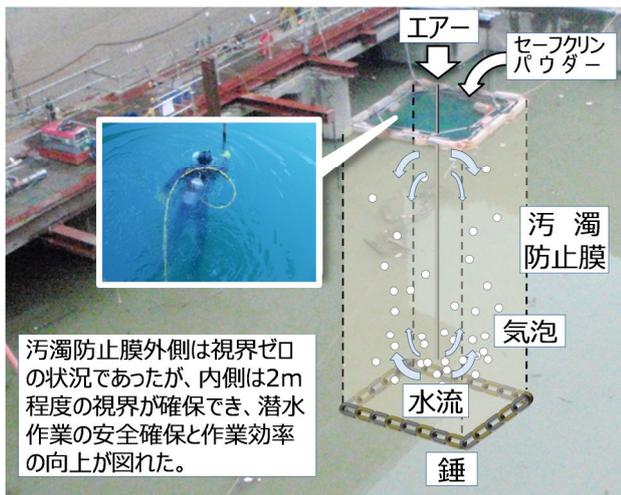


図-8 工法概念図



写真-11 凝集材散布

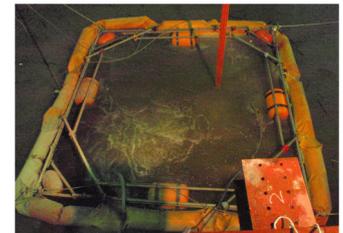


写真-12 エア攪拌



写真-13 潜水状況



写真-14 水底の状況

7. おわりに

当該凝集材の赤土濁水に対する性能については、検討を始めたばかりであるが、淡水・海水由来の赤土濁水とも、室内試験ではSS10mg/Lの処理水が得られることが実証された。

今後は、上述した工法により赤土濁水処理を行うことで、粉体凝集材の適用性、濁水処理工法の適用性を実証したいと考えている。

- 1) 沖縄県, 平成 25 年度沖縄県環境白書(平成 24 年度報告), pp49~51, 平成 26 年 3 月
- 2) 山本ら, 工事濁水の高度化処理技術 回転フィルターろ過方式の紹介, 建設機械施工, vol. 66 No. 10, pp65-69
- 3) 山本ら, 潜水士の視界確保を目的とした原位置濁水処理工法の現場適用事例, 平成 25 年度土木学会全国大会 第 68 回年次学術講演会, VI-178, 平成 25 年 9 月

浅海域における海上サンドコンパクションパイル工法の効率的な施工方法

那覇港湾・空港整備事務所 中城港湾出張所 知念 正吉 小西 敦也
 東洋・みらい・本間特定建設工事共同企業体 久野 敦史
 不動テトラ 浦辺 純博 ○尾形 太

1. はじめに

海上の地盤改良工事において、粘性土地盤にサンドコンパクションパイル（以下 SCP と略す）を施工する際には、大量の砂を圧入することにより海底地盤の盛り上がり(隆起)が発生する。そのため、浅海域の現場では施工中に SCP 作業船の喫水が確保できなくなる問題が生じることがあり、その問題を予測・回避するために盛り上がり高さおよび盛り上がり形状の予測式が提案されている。

今回沖縄県内で実施した地盤改良工事では、事前に盛り上がり土の高さおよび形状を予測し、盛り上がり土の影響を回避する施工方法(打設順序)を検討し実施した。

その結果、海底地盤の盛り上がり(隆起)による喫水不足の問題をほとんど生じることなく施工を完了することができた。以下では事前の検討内容および盛り上がり土の予測と実際の精査結果について述べる。

2. 地盤改良工事の概要

中城港は沖縄本島中南部の東海岸に位置し、勝連半島～津堅島～久高島～知念半島を結ぶ海域と 3 市 2 町 2 村にわたる陸域に囲まれ、約 45km の海岸線と 2.4 万 ha の海域を有する全国第 2 位の港湾区域を擁する重要港湾である。中城湾港土砂処分場は、①本島中部圏東海岸域の振興・活性化の起爆剤としていくこと。②国際物流拠点産業集積地域への船舶の入港を可能とし、その機能を早期に発現していくこと。の 2 つの目的で整備される。

本事業は H14 年より海上工事に着手し、平成 19 年度末迄に埋立計画 95ha のうち約 69ha が締め切られた。その後、埋立拡張のための外周護岸の整備として、平成 24 年度に土砂運搬航路及び SCP 施工時の水深確保のための床掘浚渫工を実施し、平成 25 年度に護岸基礎部の支持力・沈下・安定対策として SCP による海上地盤改良工を実施している（施工位置図を図-1 に示す）。

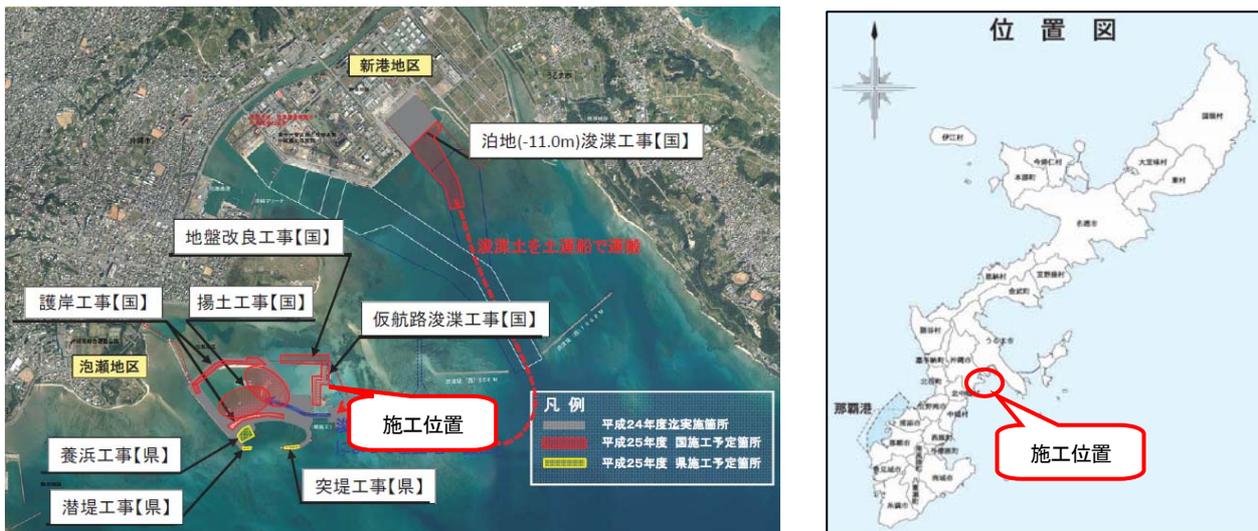


図-1 施工位置図

今回施工を実施した「中城港土砂処分場い・う・え護岸地盤改良工事」の平面図を図-2 に、断面図を図-3.4 に示す。SCP の改良対象土は図-3 の縦断面図に示すサンゴ礫混じり粘土 Agc 層(N 値 0～3 程度)及び沖積粘性土 Ac 層(N 値 0～5 程度)である。また施工仕様は、い-1・う・え護岸が改良率 80%、い-2・い-3 護岸が改良率 70%で各工区の改良仕様および SCP 仕上げ高さは表-1 に示すとおりである。

なお施工は喫水 2.0m と 2.4m の SCP 作業船 2 隻で平成 26 年 12 月～27 年 3 月まで施工を実施した。

表-1 各工区の改良仕様と水深

施工 エリア	改良率 (%)	SCP 砂杭長 (m)	SCP 仕上げ 高さ(m)	事前水深 (m)	本数 (本)	SCP 総延長 ΣL (m)
え護岸	80	14.9	-5.1	-5.0	1,190	17,731.0
う護岸	80	11.9~12.5	-5.1	-5.0	411	4,993.5
い-1 護岸	80	16.5	-5.1	-5.0	153	2,524.5
い-2、い-3 護岸	70	17.2~19.6	-3.5	-5.0	828	15,798.6
計					2,582	41,047.6

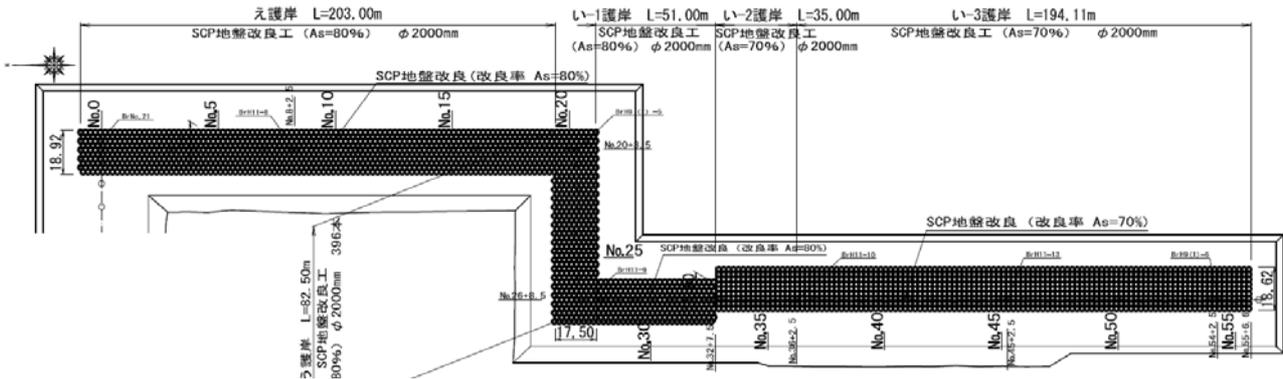


図-2 地盤改良工平面図

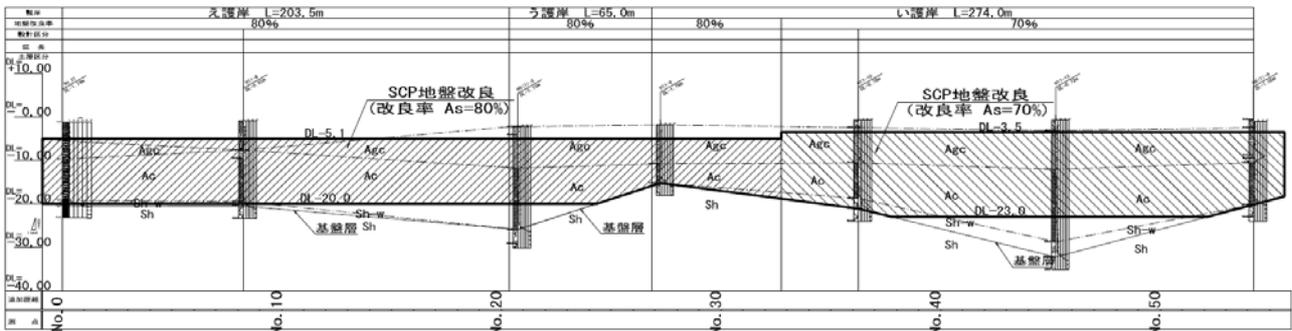
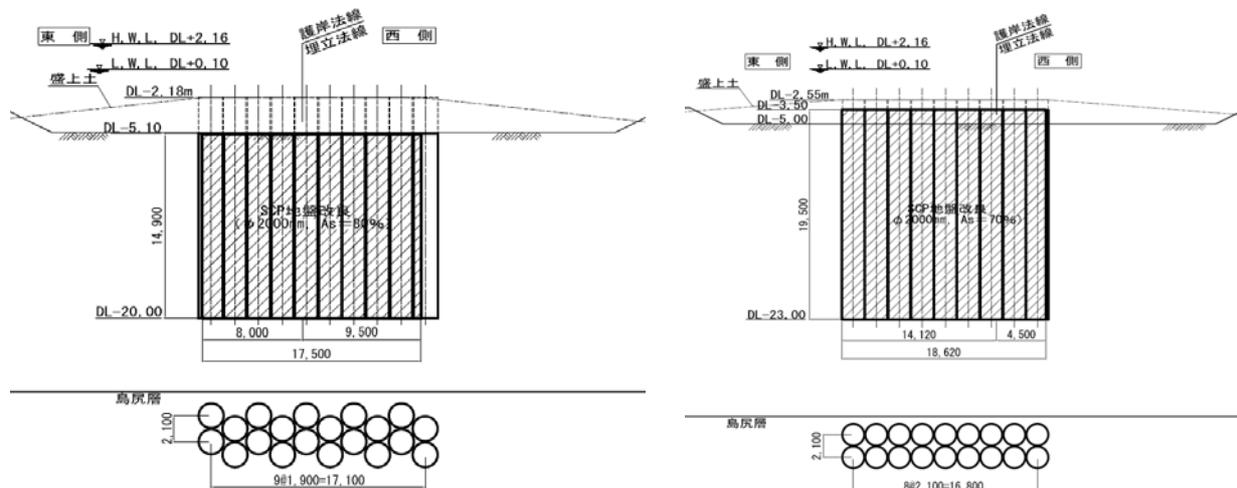


図-3 土層縦断面図



え・う護岸標準断面図 (改良率 80%)

い-2・い-3 護岸標準断面図 (改良率 70%)

図-4 地盤改良工標準断面図

3. 浅海域におけるSCPの施工方法

(1) SCP 施工時の盛上り予測

海上 SCP は、ケーシングパイプを用いて材料砂を粘性土地盤に強制的に圧入し、高置換率で置き換えることから施工に伴い、海底地盤の盛上り(隆起)が発生する。(図-5 参照)

一般的に海底地盤の盛上りの算出式は式1、式2によって算出される。

$$\mu = 2.803/L + 0.356as + 0.112 \dots \text{(式1)}$$

$$\mu = 2.177/L + 0.718as + 0.056 \dots \text{(式2)}$$

(式1)は主に砂杭径φ1.6mで施工された現場データから塩見・河本²⁾によって提案された式であるが、近年では砂杭径がφ1.6mから2.0mに大径化したこともあり、砂杭径φ2.0mの場合に用いる提案式として(式2)が平尾ら³⁾により提案されている。

また SCP 打設方向と周辺の拘束条件を考慮した盛上り形状は図-6 のように分類されており、大規模な施工現場等では打設方向と周辺の拘束条件を考慮して盛上り形状を三次元で予測することができる。

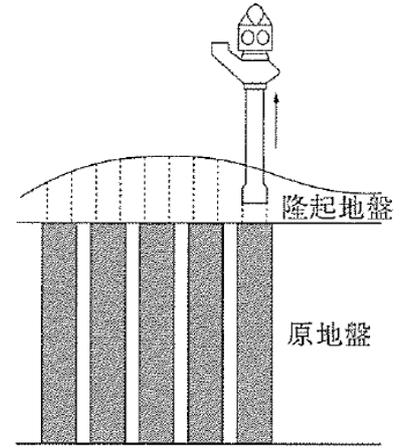


図-5 盛上り(隆起)の概念図¹⁾

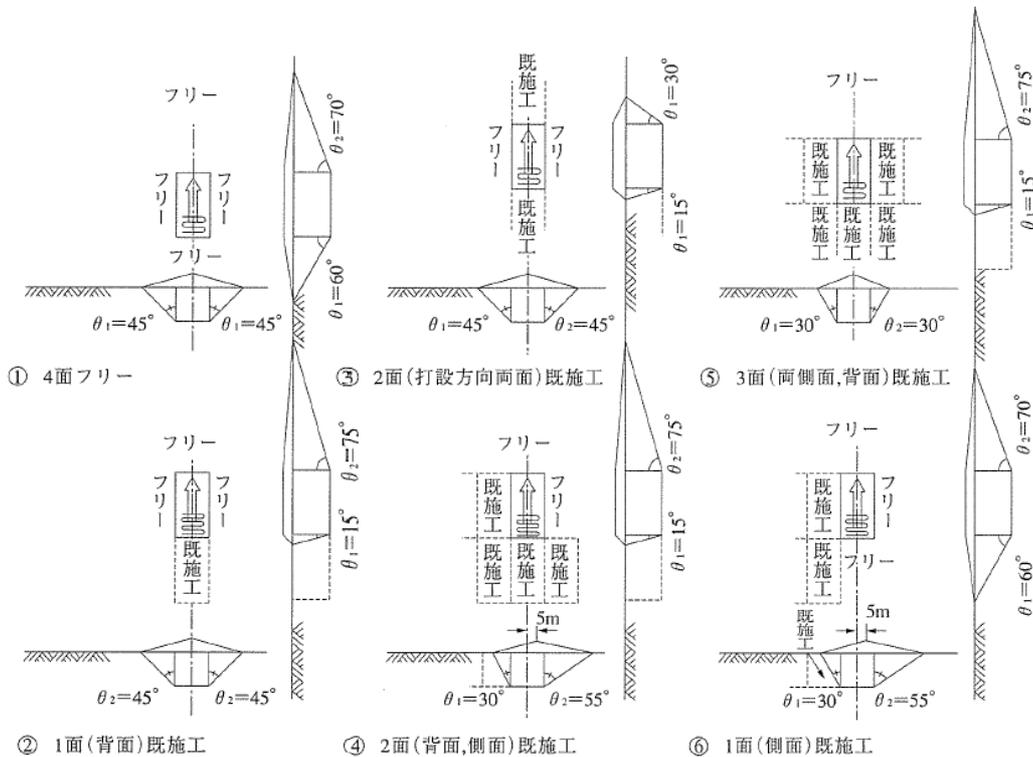


図-6 既設工範囲を考慮した盛り上り形状の模式図¹⁾

浅海域の現場では SCP 施工時の海底地盤の盛上りによって SCP 作業船の喫水(2.0~2.5m)が確保できず、施工の妨げとなることがある。また本工事の隣接工区では SCP 施工時の海底地盤の盛上りにより一部施工が困難となったため、SCP の施工を中断し床掘工を実施している。

本工事でも盛上りの影響が懸念されたため、施工前に(式2)と図-6を基にした三次元盛上り形状予測解析を実施した。その結果、当初計画していた施工方法 A (法線直角方向に SCP 船を移動しながら施工する方法) では、施工途中に盛上り土が SCP 船底に干渉し施工困難となり、SCP の施工途中で床掘工を要することが予測された。図-7 に施工方法 A の場合の、施工途中の盛上り形状予測結果

を示すが、い-1 護岸(No28~30)及びい-3 護岸(No44~48)付近で床掘工が必要となる。

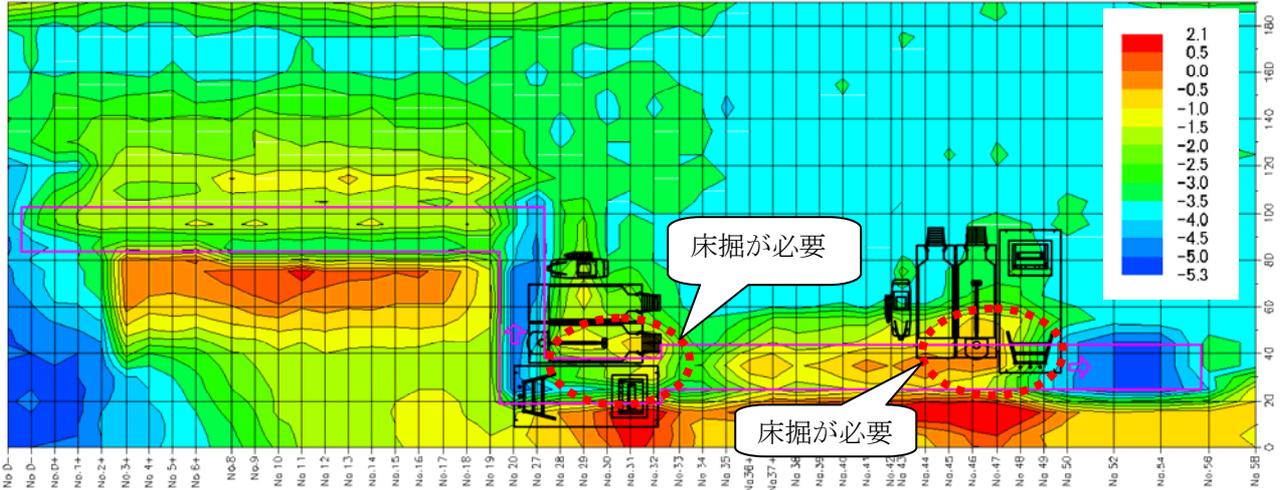


図-7 盛り形状予測解析結果図(施工方法 A の場合)

(2) 盛りによる影響を回避する施工方法の検討

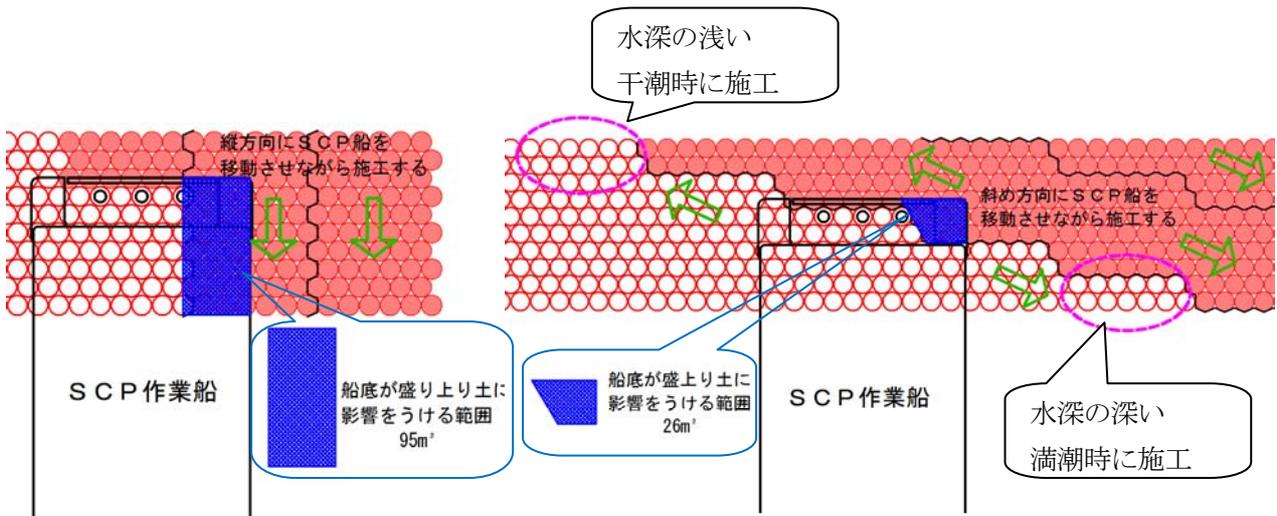
床掘工は工程面やコスト面から負担が大きいので、盛り影響を極力回避できる施工方法を検討した。その結果、施工方法 B (潮位変動に合わせて船を斜め方向に移動させながら施工する方法) で施工を行うと、当初計画の施工方法 A に比べて SCP 船が盛り土の影響を受けにくく、作業効率が良いことが分かった。(図-8 参照)

施工方法 B の利点を以下にまとめる。

- ① 既打設部(盛り土部)が SCP 船の船底にかかる範囲が小さい (図-8 青色着色の範囲)
- ② 潮位の干満に合わせて斜め方向に移動しながら施工することで潮待ちが発生しない

以上より、盛り土の影響を受ける範囲が小さく、潮位変動を効率的に利用できる施工方法 B で SCP 工事を実施した。その結果 SCP 船 2 隻の施工境界部を除いては施工途中に床掘工を行うことなくすべての SCP を施工することができた。

このことから前述の施工方法 B (潮位変動に合わせて SCP 船を斜め方向に移動させながら施工する方法) が浅海域での施工に対して効果的であったことが分かる。



当初予定の施工方法 (施工方法 A)
〔法線直角方向に移動しながら施工〕

提案の施工方法 (施工方法 B)
〔法線に対して斜め方向に移動しながら施工〕

図-8 盛りの影響を回避する施工方法

4. SCP施工による盛上りの予測と実際

工事完了後の深浅測量の結果を基に、事前に予測した盛り形状と施工後の実際の海底地盤高さの照査を行った。

事前に式2を用いて三次元で予測した盛り形状を図-9に、施工完了後の実測結果を図-10に示すが、両者を見比べると予測と実際の形状及び高さが比較的合致している。また図-11には代表断面①(改良率80%)、代表断面②(改良率70%)のそれぞれで、式1を用いて拘束条件を考慮しない(二次元)予測盛り高さ(緑実線)と、今回実施の式2を用いて拘束条件を考慮した(三次元)盛り高さの予測(青点線)と実測(赤実線)を比較したものを示すが、式1の予測では実測よりも盛り量が少ないが、式2を用いて拘束条件を考慮することで、盛り量・形状ともに精度の高い予測解析ができることが分かる。

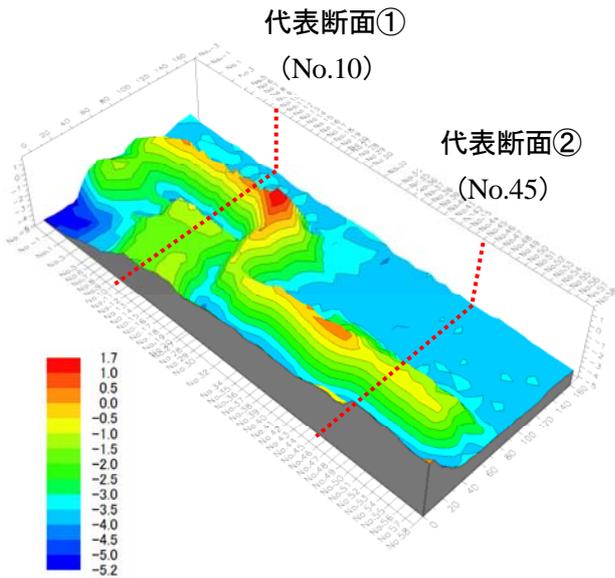


図-9 事前の盛り形状予測解析結果
(施工方法 B)

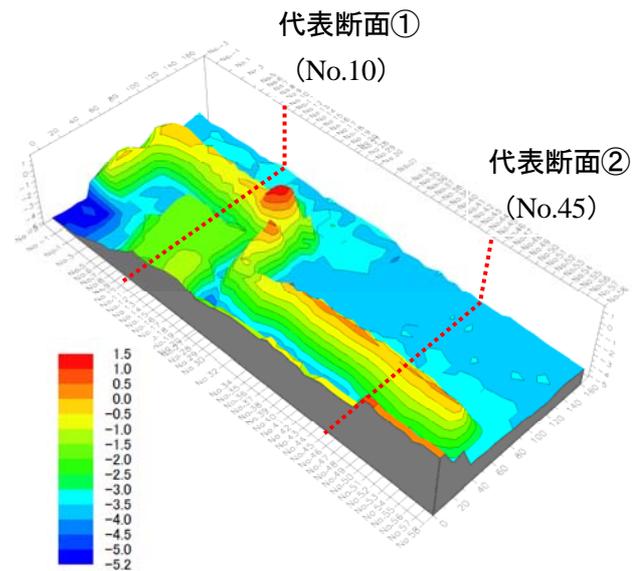
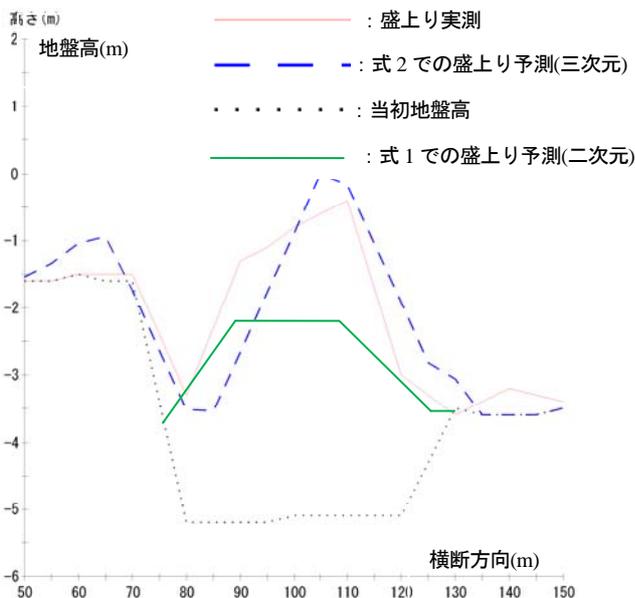
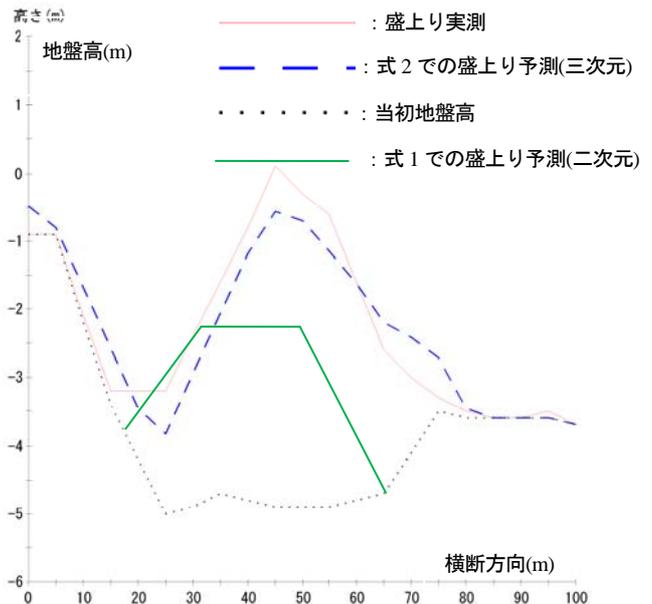


図-10 施工後の地盤高実測結果
(施工方法 B)



代表断面①: え護岸(改良率 80%)
縦断側点 No.10



代表断面②: い-3 護岸(改良率 70%)
縦断側点 No.45

図-11 盛り形状の予測と実際

図-12には、各測定での改良後地盤高さの予測値と実測値をグラフにプロットしたものを、表-2には、各測点でのデータを累積し、盛り土量の予測値と実測値を算出したものを示す。

これらの結果から、盛り土量が既往の算出式(式2)で想定された土量と同等の103%となり、精度の高い予測ができたと言える。

表-2 盛り土量の比較

	盛り土量
予測値	73,798m ³
実測値	75,830m ³
予測に対する 実測の割合	103%

注)上記の盛り土量は、予測・実測とも工事中間での深浅測量後～工事完了までの盛り土量を示したもので、工事初期からの全盛り土量とは異なる。

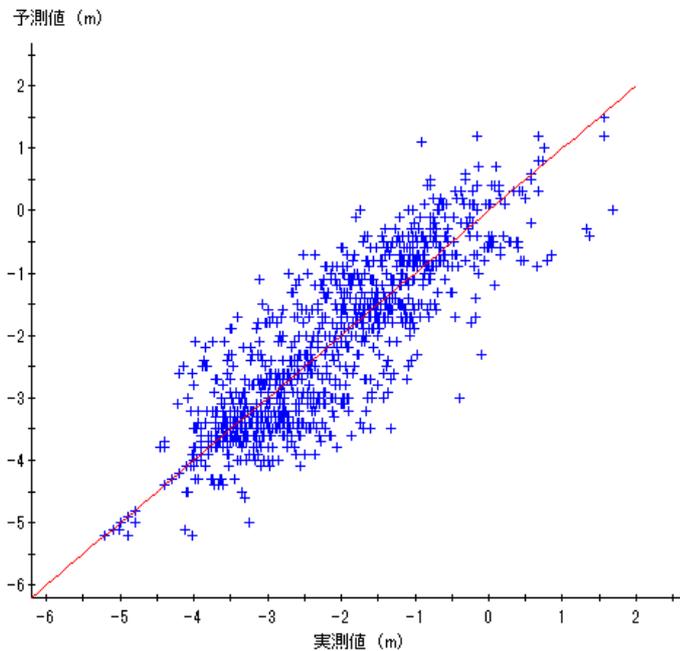


図-12 SCP 施工後地盤高の予測と実測

5. まとめ

本工事で得られた知見を以下にまとめる。

- ① SCP による盛り土算出式はφ2.0mでの実績を基にした(式2)を用いることで精度の良い予測が可能であった。
- ② 事前に打設方向と周辺の拘束条件を考慮した(三次元)盛り土形状予測を行い、打設順序(作業船の移動方法)を工夫することで床掘りによる施工の中断を最小限に抑えることができた。

沖縄県内の港湾工事は浅海域での施工が多いため、本工事での施工方法や得られた知見が今後、同種工事(浅海域でのSCP工事)の参考になれば幸いである。

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、同中城港湾出張所の関係者各位に深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1)地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計施工マニュアル，pp30～35，2009
- 2)塩見光男，河本憲二:SCP打設に伴う盛り土の予測，第21回土質工学研究発表会発表講演集，pp1861～1862，1986
- 3)平尾寿雄，坪井英夫，松尾稔，多賀久勝：締固め砂杭の打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第8回地盤工学シンポジウム，pp.55～60，1996



写真-1 SCPの施工状況

圧密載荷時間が圧密特性値に与える影響に関する実験的研究

琉球大学 ○玉城 侑
 琉球大学 山路 伸悟
 琉球大学 近藤 慎吾
 琉球大学 原 久夫

1. はじめに

標準圧密試験は試験を終了するまでに8日間を要し、土質試験法の中でも最も時間を要するものの1つである。著者らは試験時間の短縮を目的とし、これまでに、1段階での載荷時間の長短が圧密特性値に与える影響について調べてきた¹⁾。本論文では、練返し再圧密した島尻粘土について、載荷時間と圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力 p_y などの圧密特性値との関係に着目してまとめた結果を報告する。載荷時間とこれらの圧密特性値の関係については小川²⁾らの報告例がある程度で研究例は少ないが既往の研究では、載荷時間が短くなると C_c 、 p_y が大きくなること示されている。

2. 実験方法

本実験で用いた試料は島尻層群泥岩を木づちで打ち砕き、 $2000\mu\text{m}$ ふるい通過分を含水比105%に調整して練返し、 $425\mu\text{m}$ のふるいを通して、直径15cmのモールドに静かに流し込み、

2週間50kPaで再圧密した島尻粘土を用いた。試験方法はJISの規格に従い行ったが、1段階の載荷時間を8, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 1440分に変更して合計8種類、計31回の実験を行った。表1には島尻粘土の物理特性値を示す。表2には試験概要を示す。データが複数あるものについては平均値をとっている。以下に示すグラフの()内の数字はデータ数である。

表1 島尻粘土の物理特性値

土粒子の密度(g/cm^3)	2.68
液性限界(%)	57.5
塑性限界(%)	20.8
塑性指数	36.7
砂礫分(%)	15.3
シルト分(%)	41.3
粘土分(%)	43.4
分類名	粘土(CH)

表2 試験概要

1段階の載荷時間(min)	凡例	データ数	初期含水比 $w_0(\%)$	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	降伏応力 $p_y(\text{kN}/\text{m}^2)$
8	△	3	50.72	1.332	-0.419	-0.132	44.7
10	□	2	53.29	1.347	-0.424	-0.148	43.9
15	×	2	52.25	1.366	-0.406	-0.133	44.5
20	*	1	54.23	1.432	-0.406	-0.172	39.0
25	○	1	48.47	1.343	-0.388	-0.155	40.8
30	—	8	49.97	1.287	-0.372	-0.126	49.8
40		1	53.39	1.395	-0.431	-0.158	42.5
1440	+	13	48.16	1.257	-0.356	-0.126	46.9
平均	-	-	49.919	1.298	-0.381	-0.130	46.9

3. 実験結果

図1に, C_c と供試体の初期間隙比 e_0 の関係を示す. 本来 $e-\log p$ の直線は負の傾きをもつため, ここではそのまま負号をつけて示している. 図より強い相関性(-0.842)のあることがわかった. e_0 のばらつきは供試体作成時の含水比, 練返し条件などによるものと考える. 図2に, 載荷時間と C_c との関係を示す. 間隙比の影響を無くすために初期間隙比の平均値で補正した圧縮指数の値を用いる. 補正することにより, 載荷時間が C_c に与える影響は小さいことがわかる. 図3に, $\log p_y$ と e_0 の関係を示す. 相関性(-0.398)は C_c と比べ弱いといえる. 図4に, 載荷時間と $\log p_y$ の関係を示す. この図からは, ばらつきが大きく判然としないが載荷時間が短いほど p_y が大きくなるということは確認できなかった.

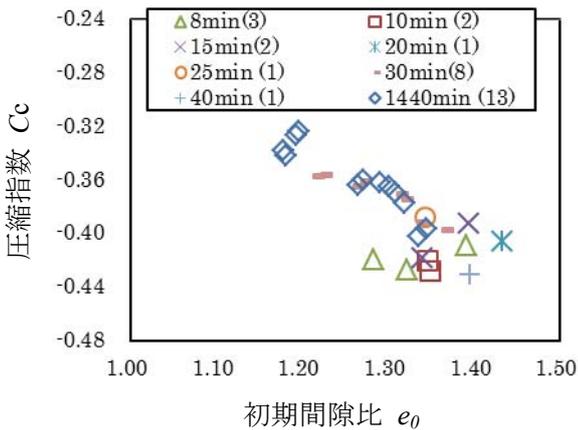


図1 圧縮指数 C_c —初期間隙比 e_0

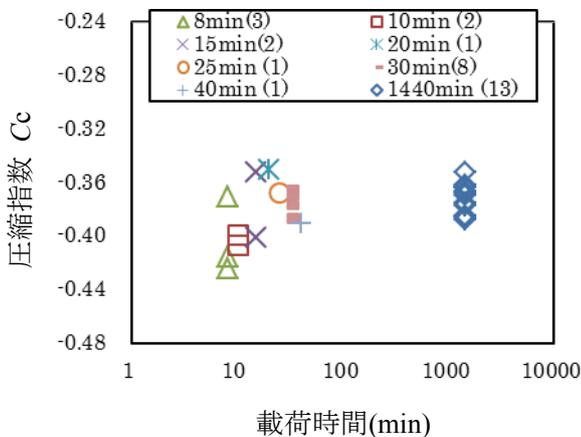


図2 圧縮指数 C_c —載荷時間(min)

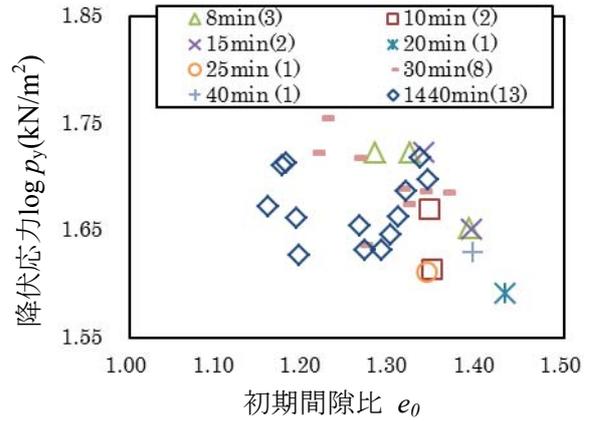


図3 降伏応力 $\log p_y$ (kN/m^2)—初期間隙比

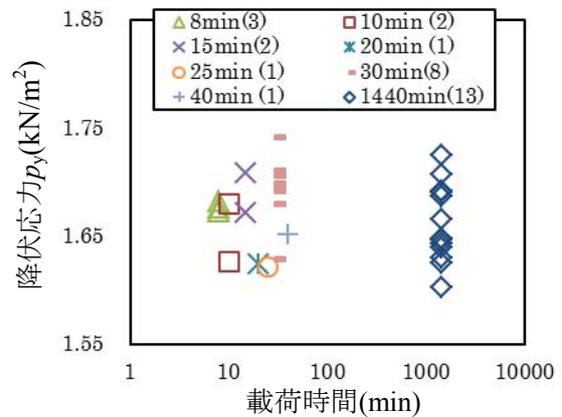


図4 降伏応力 p_y (kN/m^2)—載荷時間

4. まとめ

圧縮指数: 載荷時間よりも初期間隙比が与える影響が大きく初期間隙比が小さいほど小さくなる.

圧密降伏応力: 既往の研究では載荷時間が短いほど p_y が大きくなると報告されていたが, 確認することは出来なかった.

参考文献

- 1) 酒井康司, 原久夫: 載荷速度が圧密特性値に与える影響に関する実験的研究, 2011年土木学会西部支部研究発表会 / III -58 p463-464
- 2) 小川富美子: 載荷時間の圧密諸係数におよぼす影響について, 1969年 港湾技術研究所報告/第8巻 第2号 p21-49

マッドペーストを用いた Mud crack 生成パターンに関する実験的検討

琉球大学大学院
琉球大学
琉球大学

学生会員
正会員
正会員

○広瀬 孝三郎
松原 仁
原 久夫

1. はじめに

水田や干潟等にある粘質土壌に発生する割れ目は Mud crack と呼ばれており、極めて複雑な力学的挙動を示すことが知られている。Mud crack にはいくつかの規則的なパターンがあり、古くから注目されているが、き裂発生メカニズムに関する系統的な研究例は少なく、十分に理解されているとは言い難い状況がある。

Mud crack に関する研究は、乾燥前に振動等の外乱を与え、き裂形状自体を制御する研究¹⁾、混合土の構成の変化が Mud crack に与える影響を観察した研究²⁾等がある。しかしながら、土壌の種類とき裂進展過程、き裂進展速度等との関連性は、未だ解明されていない。

そこで本研究では、Mud crack パターンの支配要因として、試料の層厚、Mud block の大きさ、粒径、塩分濃度、含水比、き裂長さに着目して実験的検討を行った。

2. 実験方法

2.1 実験条件

本実験では、沖縄県に分布している国頭まあじおよび島尻層群泥岩を試料として用い、最大粒径 425 μm のふるいを通した紛体を使用した。CaCO₃ に関しては粒度調整済の試料を用いた。容器には、フッ素樹脂加工を施してある円形金属容器（直径:28cm、厚さ:5.3cm）を使用した。

試料は、温度 25°C、湿度 40% に設定した恒温器内に設置した。試料の層厚は 10mm と 15mm、塩分濃度に関しては、0% と 10% の 2 パターンにて実施した。

本研究で用いた試料の粒度分布を図 1 に示す。同図より、国頭まあじに関しては砂分を多く含む試料であり、島尻層群泥岩および CaCO₃ は国頭まあじに比べ比較的粒度が小さい性質を示すことができる。

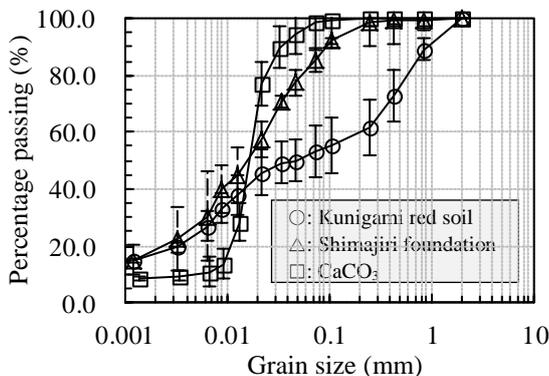


図 1 粒度分布図

2.2 評価方法

本研究での評価項目を以下に示す。

- ① 最終き裂パターンと最終含水比との関連性評価
 - ② 経過時間とき裂進展長さの関連性評価
- ①に関しては、定点カメラにて撮影した画像および最終含水比をもとに比較検討を行った。②に関しては、定点カメラの画像およびデジタル画像処理技術を利用して評価を行った。本技術では、図 2 に示すように画像を読み込み、き裂を線で表示することでき裂の長さを算出することが可能である。



図 2 き裂進展長さを求めるための手順

3. 実験結果

3.1 最終き裂パターンと最終含水比との関連性評価

各試料における 24 時間乾燥後の最終結果画像を図 3、図 4 および図 5 に示す。同図より、Mud block の大きさは層厚 10mm の試料の方が層厚 15mm の試料よりも小さいことが確認された。この傾向は、塩分を含んだ場合に顕著であることがわかった。塩分を含む試料に関しては、内在塩分の結晶化に伴って試料内部の土の構造が破壊されるために、Mud crack が生じにくくなったためだと考えられる。

実験により得られた最終含水比を表 1 に示す。同表より、塩分を含んだ試料と含まない試料に明確な違いがみられた。すなわち、試料の層厚が厚く、内在塩分を含む試料ほど、乾燥後も高い含水比を保持することがわかった。

以上のように、内在塩分と含水比に関連性があることから、本研究では経過時間ごとの含水比の変化を観察することにした。経過時間と含水比の関係を図 6 に示す。同図より、塩分を含んだ試料に関しては、高い含水比を保持していることが確認された。要因としては、塩分がまわりの水分を吸収すること、内在塩分の結晶化に伴い水分の蒸発が抑制されることが考えられた。塩分が結晶化する現象に関しては、図 4(b)および(d)からも確認することができる。

表 1 各試料の最終含水比

	Kunigami red soil	Shimajiri foundation	CaCO ₃
Depth:10mm,Salinity:0%	3%	5%	1%
Depth:10mm,Salinity:10%	19%	23%	8%
Depth:15mm,Salinity:0%	9%	8%	3%
Depth:15mm,Salinity:10%	24%	28%	20%

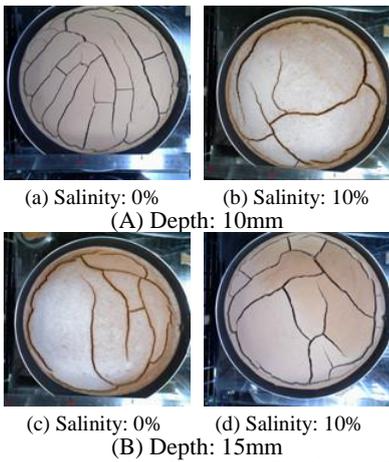


図3 国頭まあじの最終結果画像

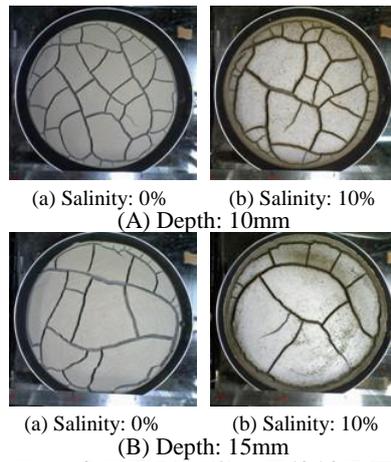


図4 島尻層群泥岩の最終結果画像

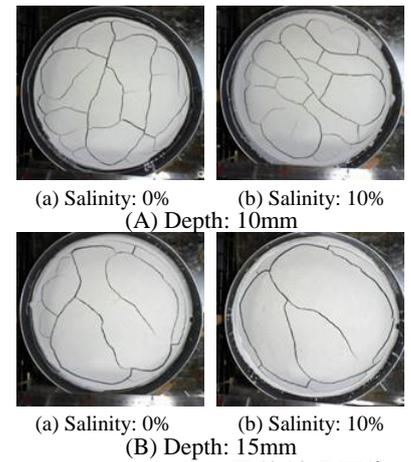


図5 CaCO₃の最終結果画像

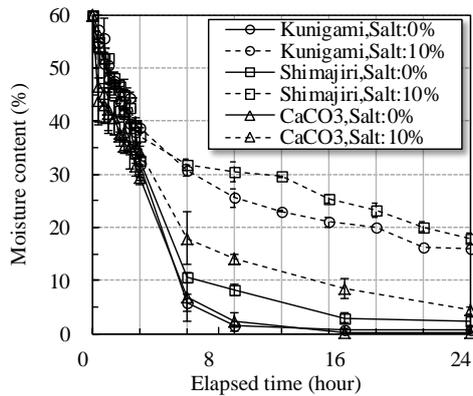


図6 経過時間と含水比の関係

3.2 経過時間とき裂進展長さの関連性評価

経過時間とき裂進展長さの関係を図7に示す。本研究では、き裂が発生してから20分間隔でき裂進展長さを測定した。しかしながら、CaCO₃に関しては、き裂進展が他の土壌に比べて早かったため10分間隔とした。

図7(c)よりCaCO₃に関しては、塩分の有無によりき裂進展に明確な違いがみられた。しかしながら、CaCO₃よりも比較的大きな粒径の紛体を含む島尻層群泥岩(同図(b))および砂分が多い国頭まあじ(同図(a))については、大きい粒径の紛体が含まれる程、CaCO₃にみられた明確な違いがみられなくなることがわかった。

さらに、き裂進展速度に関しては、図6および図7より、乾燥後も高い含水比を保持する試料程、き裂進展に時間を要する傾向があることがわかった。以上のことから、Mud crackにおけるき裂と粒径の構成には強い関連性があることがわかった。また、内在塩分は試料の含水比に対して非常に影響することから、き裂進展速度に影響を与えることがわかった。

4. おわりに

本研究では基礎的な実験に留まっている。今後、実問題に適用することが必要である。

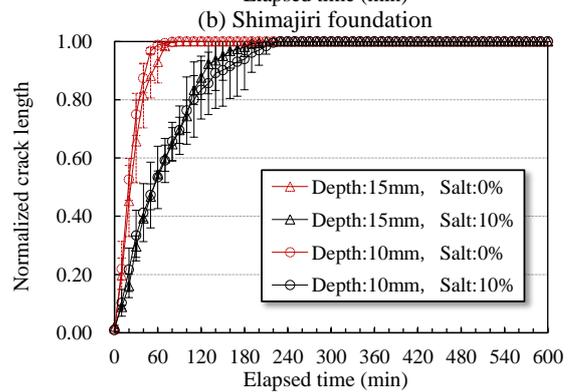
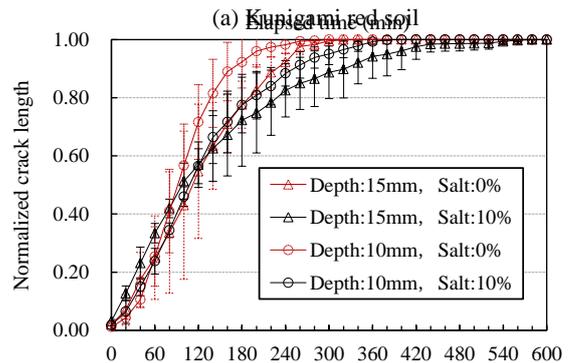
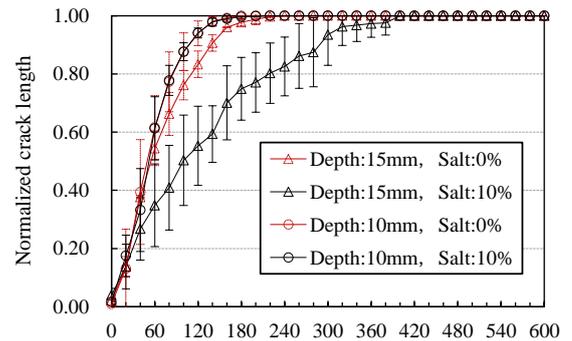


図7 経過時間とき裂長さの関係

参考文献

- 1) Nakahara, A. and Matsuno, Y.: Imprinting memory in topsoil and its visualization as crack patterns in drying process, J. Phys. Soc. Japan 74 1362, 2005.
- 2) 伊藤寛之, 宮田雄一郎: マッドクラックのパターン形成実験, 地質学雑誌 104 巻, pp.90-98, 1998.