

ISSN 1342-677X

第15回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2002

講演概要集



2002年11月7日

沖縄地盤工学会

目次

1	2001年9月の降雨時に崩壊した島尻層泥岩切土法面の地盤特性	1
	小宮 康明 琉球大学農学部	
	新城 俊也 琉球大学農学部	
	永吉 功治 鹿児島大学大学院連合農学研究科	
	○ 屋宜 聡 (有)大邦	
	島袋 弘 (有)大邦	
2	島尻層群泥岩の新里層に関する考察	5
	○ 与那嶺 満 上原地盤工学研究所島尻層泥岩分科会：応用地質㈱	
	平良 聡 同：㈱沖技	
	新垣 健二 同：㈱沖縄建設技研	
	上原裕 同：㈱協和建設コンサルタント	
	城間永誠 同：日興建設コンサルタント	
3	島尻泥岩風化土における深層混合処理（DJM工法）の施工例	7
	藤田 俊文 三信建設工業㈱名古屋支店	
4	柔構造の保護材	11
	常村 忠生 多機能フィルター㈱	
5	沖縄県離島地域土の人工降雨実験による流出土量に関する実験的研究	17
	○ 安谷屋 賢 琉球大学工学部生	
	島 英治郎 琉球大学工学部生	
	原 久夫 琉球大学工学部	
6	赤土濁水処理を目的としたろ過型沈砂池の新設計法とその計算例	21
	原 久夫 琉球大学工学部	
7	村道阿波連線災害に関する報告	25
	平良 邦弘 ㈱日興建設コンサルタント	
	譜久島 信 ㈱日興建設コンサルタント	
	○ 砂川 尚之 ㈱日興建設コンサルタント	
	中戸 章友 ㈱日興建設コンサルタント	
	城間 永誠 ㈱日興建設コンサルタント	

8	盛土斜面で発生した地すべりの安定解析	33
○	比嘉 優	琉球大学大学院農学研究科
	宜保 清一	琉球大学農学部
	中村 真也	琉球大学農学部
	吉沢 光三	㈱清光研究所
9	島尻層群における斜面変状と長期変位に関する考察	35
	有吉 俊光	上原地盤工学研究所すべり・崩壊分科会：応用地質㈱
	桃原 強	同：岡三リビング㈱
	我那覇 忠男	同：㈱ホープ設計
	仲吉 邦昇	同・崩壊分科会：㈱海邦技研
○	吉村 康信	同：㈱大地エンジニアリング
10	市街地での締固め砂杭工法の近接施工例と変位対策について	39
	大林 淳	不動建設㈱ジオエンジニアリング本部
○	鈴木 亮彦	不動建設㈱ジオエンジニアリング本部
11	伊良部架橋における地質調査について	43
○	赤嶺 涼一	沖縄県宮古支庁
	大城 尚司	沖縄県宮古支庁
12	琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式について	51
○	大内 正敏	㈱白石 技術本部
	彭 芳案	㈱白石 技術本部
	清住 真	㈱白石 技術本部
	日下部 治	東京工業大学大学院理工学研究科
13	琉球石灰岩層を支持層とした基礎の支持力数値解析について	55
	大内 正敏	㈱白石 技術本部
○	彭 芳案	㈱白石 技術本部
	清住 真	㈱白石 技術本部
	日下部 治	東京工業大学大学院理工学研究科
14	琉球石灰岩の弾性波速度と性状	59
○	内田 一之	大和探査技術㈱

高久 和彦 大和探査技術㈱
古市 周二 大和探査技術㈱

15 琉球層群のN値に関する統計的性質について 63

○ 古謝 昌也 琉球大学工学部生
原 久夫 琉球大学工学部

16 琉球石灰岩急崖での落石危険箇所の調査事例について 67

○ 金城 正幸 上原地盤工学研究所琉球石灰岩研究グループ：㈱ホープ設計
新垣 正良 同：㈱中央建設コンサルタント
国吉 真孝 同：㈱大富建設コンサルタント
長堂 嘉光 同：㈱岩下建技コンサルタント
長崎 博樹 同：㈱国建
真栄田 義安 同：㈱国建

17 石灰質シルトの鋼材との摩擦特性に及ぼすセメンテーションの影響 71

新城 俊也 琉球大学農学部
小宮 康明 琉球大学農学部
宮城 調勝 琉球大学農学部
○ 島袋 真希 琉球大学院
永吉 功治 鹿児島大学大学院連合農学研究科

18 さんご砂と鋼材との摩擦特性に及ぼす鋼材粗度の影響 75

新城 俊也 琉球大学農学部
宮城 調勝 琉球大学農学部
小宮 康明 琉球大学農学部
○ 永吉 功治 (有)大邦

1. 2001年9月の降雨時に崩壊した島尻層泥岩切土法面の地盤特性

琉球大学農学部

小宮康明 新城俊也

鹿児島大学大学院連合農学研究科

永吉功治

有限会社 大 邦

○屋宜 聡 島袋 弘

1. はじめに

第三紀層泥岩は一般に固結度が低く風化を受けやすいため切土法面は種々の法面保護工によって被覆されるが¹⁾、最近では自然環境の保護や景観を考慮して法枠工のような開放型タイプの保護工が多く施工されている。このようなタイプは法面の風化が進行しやすく崩壊発生件数も多いようであるが、報告例は少ない。2001年9月は沖縄本島中南部地域では降雨日が続き、多くの泥岩斜面が崩壊した。このうち南風原町津嘉山地内で崩壊した切土法面について地盤調査を行い、地盤特性を明らかにし、すべり面についても検討した。

2. 地形と地質

図-1に崩壊後の切土法面と調査地点を示す。地質は泥岩を主体とする島尻層群与那原層である。この法面は道路新設のため、17年前の昭和59年に緩勾配の畑地を開削して造成されたものである。この西方約30mの地点には50年ぐらい前の地すべりによって消滅した湧水井戸跡がある。また、北西約800m離れた露頭には走向N32° Eで南側に16° 傾斜し、凝灰岩薄層と落差が1m以内の直線型の小断層をそれぞれ数個挟んだ泥岩層が見られる。

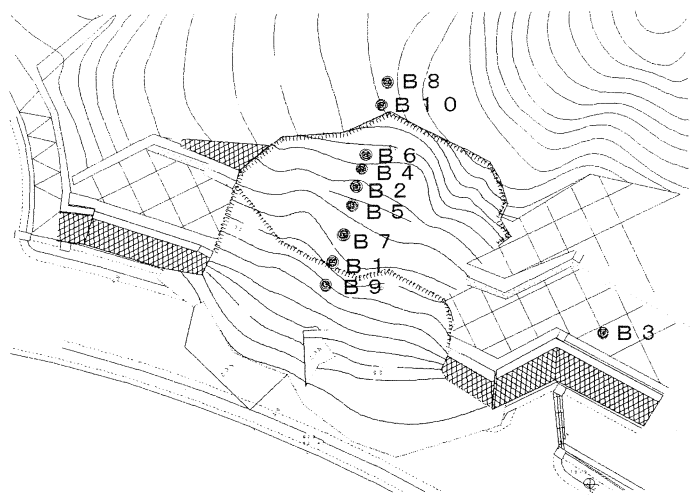


図-1 崩壊切土法面の平面図

3. 切土法面の崩壊状況

切土法面の直高は14.1mである。下部は直高4.95m、勾配1:0.5でコンクリートブロック（縦25×横40×控え35cm）を谷積みし、胴込めコンクリートと裏込めコンクリートで練り積みした厚さ50cmのブロック積み擁壁である。上部は勾配1:1で中間の小段には排水溝を設け、切土面はプレキャストコンクリート枠内に客土して植生で保護されている（図-2、図-7参照）。

法面は幅21mにわたって崩壊した。

崩壊時には法枠はギンネムを主とする草木

で被われており、法枠工の劣化状況は把握されていないが、ブロック積み擁壁には歩道や天端にほぼ平行に直線状の開口亀裂が数箇所が発生し、7m間隔で設けた継ぎ目にはずれが生じていたことが



図-2 切土法面の崩壊状況

判明している。このような亀裂は数年前から徐々に広がっていたようであり、崩壊部分の左端では歩道から約1m上にあり、右端では天端から1.5m下にあり、場所によって異なっている。また、亀裂の上側は下側より1～3mm程度押し出されている。

法面の崩壊は平成13年9月25日午後9時頃に地響きを伴って発生し、近くの住民によって擁壁が転倒し、大量の土砂が道路をふさいでいるのが目撃されている。また、復旧作業中に、倒壊した擁壁は継ぎ目から3つに分割され、左端の擁壁と右端の擁壁はそれぞれ歩道から40cmと1mの高さで切断されているのが確認された。

図-3に崩壊発生現場から北西に約4km離れた沖縄気象台で観測された気象データから作成した累積降雨量と時間降雨量を示す。雨は断続的に降り、崩壊が発生したときは小雨であるが、累積降雨量は275mmに達し、5時間前（午後3時～4時）には時間降雨量55mm/hrの激しい雨が降っている。ちなみに、この時間降雨量は那覇の過去16年間に於いて2番目に大きいものである。

4. 地盤特性

4.1 ボーリングコアの性状

図-4はB-1、B-2、B-3の各地点（図-1参照）でロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーφ66mmによって採取したボーリングコアを示したものである。崩壊した法面部のB-1とB-2のコアには数多くの亀裂と礫状に破碎した破碎帯が数カ所で見られる。また、厚さが数mmほどの凝灰岩層が1～2枚介在している。幾つかの亀裂には条線を伴う光沢のある面いわゆる鏡肌が見られる。一方、崩壊していない法面部のB-3のコアにも亀裂と破碎帯が見られるが、B-1とB-2より数は少ない。

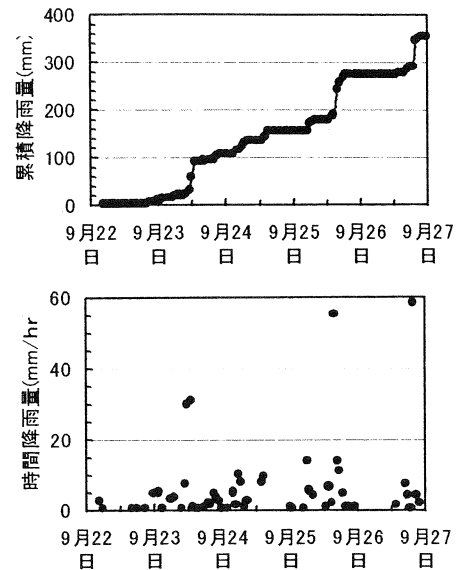


図-3 累積降雨量と時間降雨量

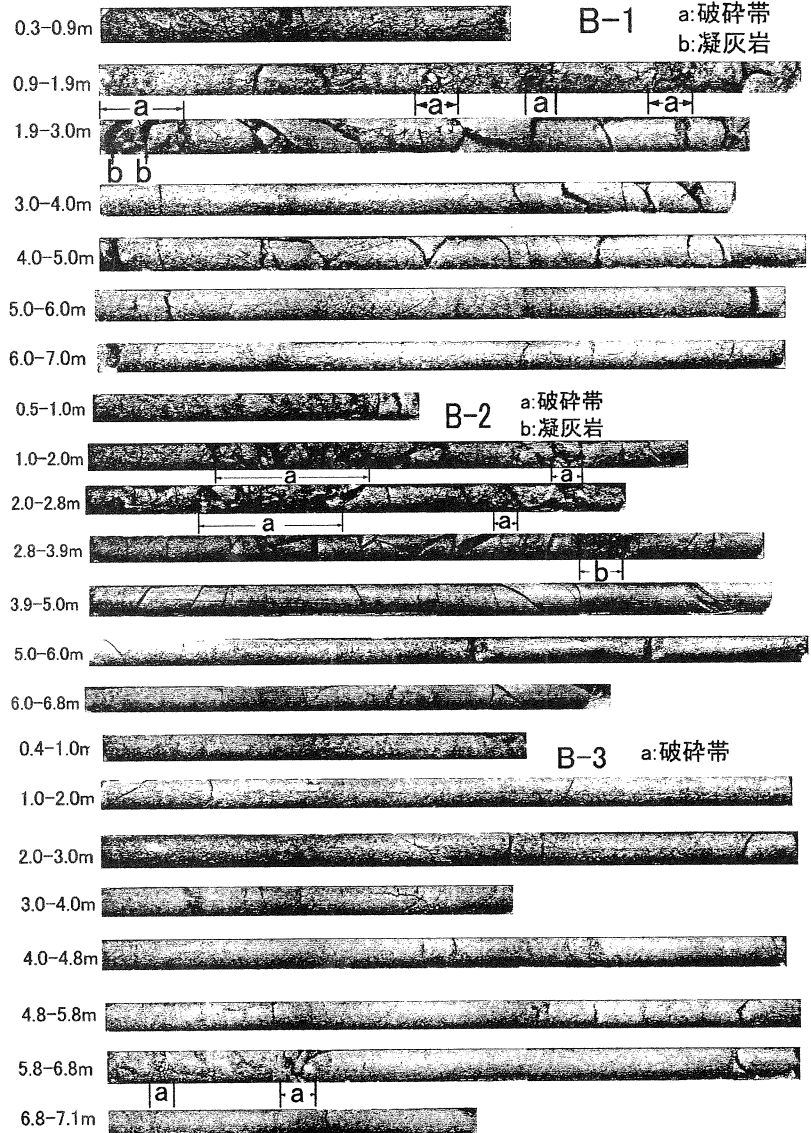


図-4 ボーリングコアの性状

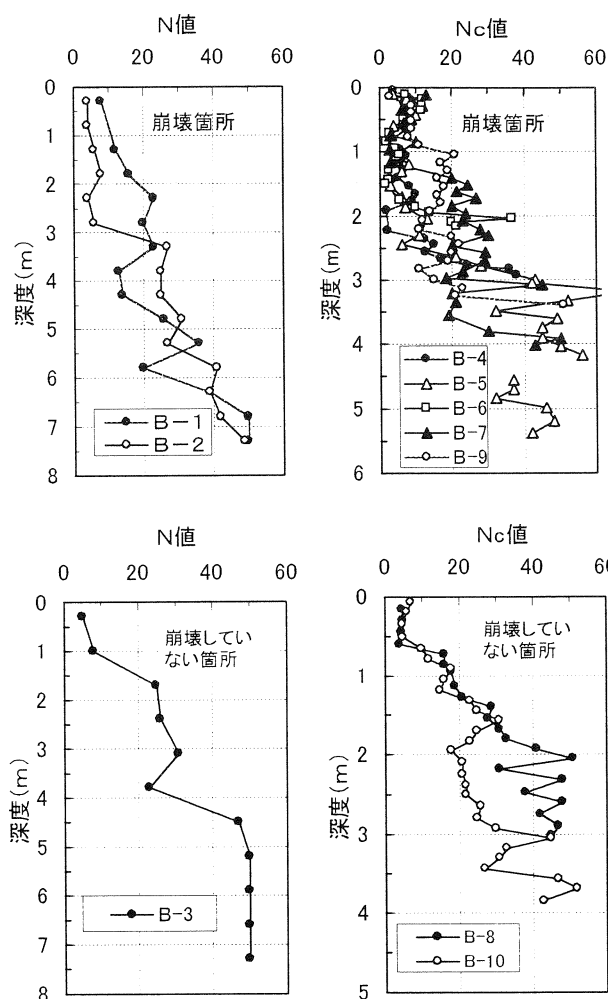


図-5 貫入抵抗分布

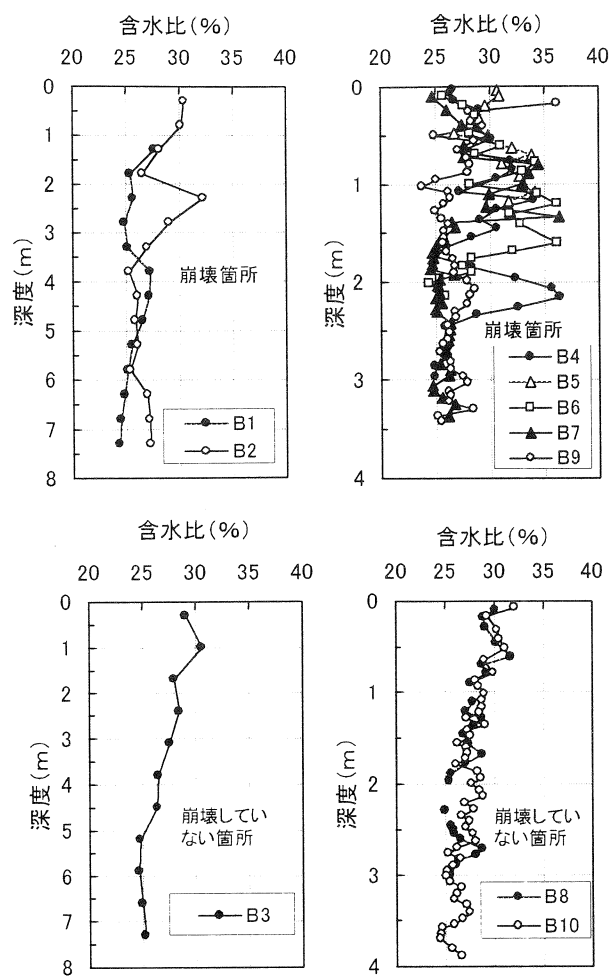


図-6 含水比分布

したがって、この法面は切土後初めて崩壊したところであるが、潜在亀裂や破碎帯を含む地盤であり、コアの観察のみで今回のすべり面を特定することは困難である。

4.2 貫入抵抗と含水比

図-5は貫入試験の結果であり、崩壊箇所とその近傍の崩壊していない箇所に分けて示している。B-1、B-2、B-3の各地点は標準貫入試験であり、通常の1m間隔より狭め50cm間隔でN値を測定している。その他の地点は単管式小型動的コーン貫入試験であり、試験はロッドに加わる周面摩擦を軽減するためオーガーで先行ボーリングしながらNc値を測定している²⁾。

図-6は貫入試験時に採取した試料について行った含水比測定結果である。なお、コーン貫入試験では地下水が出たところで含水比の測定を終了している。

これらの図から、崩壊していない箇所ではおおそ深度2～3mから徐々に含水比の増加と貫入抵抗の減少がみられ、この付近まで切土面からの風化が進行しているのが分かる。また、それ以深のところでも局所的に含水比が大きく貫入抵抗が小さいところが見られる。このようなところは破碎帯あるいは亀裂に侵入した水によって吸水膨張や溶脱が生じて軟化していることを示唆している。

一方、崩壊箇所では深度3m以浅での貫入抵抗の低下と含水比の増加が著しい。この深度は崩壊土砂撤去面からの深度であり、図-7から分かるようにB-8とB-10を除く地点では崩壊前の切土面からの深度はこれに2～4mが加わる。したがって、崩壊箇所の方が崩壊していない箇所よりも含水比が大きく、貫入抵抗が小さいのは切土面からの風化の影響によるものではなく、今回のすべり面や崩壊

移動に伴って構造が乱された岩塊に水が侵入した結果と思われる。また、貫入試験孔での地下水位の観測では地下水が見られたのは10地点のうち4地点であり、B-2とB-5の地点では地下水位が数日間で大きく変動した。したがって、地下水は凝灰岩薄層や亀裂に侵入した脈状のものであると推察される³⁾。

表-1 すべり面の位置、貫入抵抗、含水比

調査地点	崩壊土砂撤去後 実測深度(m)	貫入抵抗と含水比
B-1	4.15～4.45	N値が14、含水比が27.2%で水平に近い亀裂
B-2	2.65～2.95	N値が6、含水比が29.1%で破碎部がある
B-4	2.16～2.29	Nc値が2.3、含水比が36.4%
B-5	2.40～2.50	Nc値が6
B-6	1.54～1.66	Nc値が1.7、含水比が36.2%
B-7	2.94～3.00	Nc値が18.3、含水比が26.2%
B-8	0.55～0.65	Nc値が4、含水比が31.7%
B-9	2.95～3.05	Nc値が15、含水比が27.9%
B-10	2.05～2.15	Nc値が15、含水比が27.9%

1.3 すべり面の推定 表-1
はB-3地点をのぞく各調査地点での推定すべり面の深度、貫入抵抗、含水比をまとめたものである。各地点のすべり面は地下水位、土色を考慮しながら含水比と貫入抵抗が大きく変化するところとし、中間深度を図-2に▲記号で示し

た。B-1とB-2の推定すべり面付近にはそれぞれほぼ水平な開口亀裂と破碎帯が存在することがボーリングコアによって確認された。

図から分かるように、各地点のすべり面はほぼ直線状に位置している。これより崩壊は記録的な降雨が誘因となり、円弧すべりではなく図-7に示すような潜在不連続面が流れ盤となって発生したと推定される。

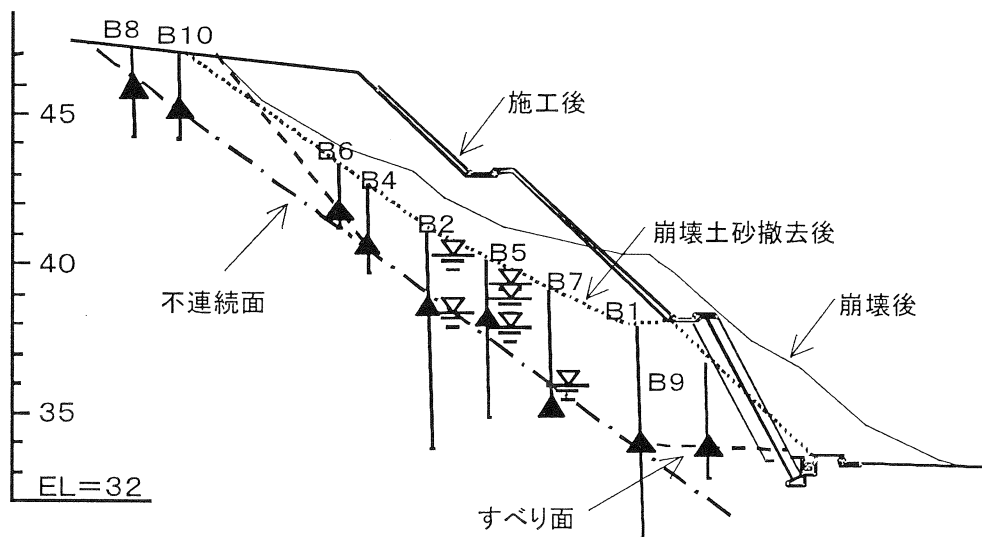


図-7 崩壊した切土法面の横断形状と推定すべり面

5. おわりに

降雨時に崩壊した南風原町津嘉山の泥岩切土法面の地盤特性を明らかにし、崩壊すべり面を推定した。今後は採取した試料の力学試験や物理化学的試験を行い、すべり面の強度およびすべり面の位置をより正確に把握しながら安定解析を行い、崩壊過程を明らかにする予定である。最後に、資料を提供して頂いた南風原町役場建設総務課および地盤調査に協力して頂いた(株)座波建設の喜屋武寛淳氏、神里建設、専攻生岡本真実氏に謝意を表します。

参考文献 1)日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針、2000。2)小宮・新城、島尻層泥岩における風化の進行とその工学的性質に及ぼす影響、土と基礎、Vol.39、No.6、21-27、1991。3)田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質、地すべり防止・斜面安定、総合土木研究所、36-48、1978

2. 島尻層群泥岩の新里層に関する考察

上原地盤工学研究所 島尻層泥岩分科会

○与那嶺満 (応用地質(株)), 平良聡 (株沖技), 新垣健二 (株沖縄建設技研),
上原 裕 (株協和建設コンサルタント), 城間永誠 (日興建設コンサルタント)

1. はじめに

本島中南部に分布する島尻層群は泥岩を主体とする第三紀中新世～第四紀更新世の堆積物で、上位より新里層、与那原層、那覇層に区分される。また、島尻層群泥岩は良好な支持層と見なされ、構造物の大型化に伴い支持層とする事例が多くなってきた。島尻層群の中で新しい時代に堆積した新里層の上部は浮遊性有孔虫が分布する第四紀の堆積物で構成されている。また、上位には第四紀の琉球石灰岩が分布し、泥岩が堆積する環境から琉球石灰岩の堆積する環境に大きく変化した時代の堆積物である。このため、新里層のN値は与那原層と異なり $N < 40$ を示し、ほとんどが $N = 20 \sim 30$ を示している。このため、支持層としての信頼性に乏しく基礎の設計でしばしば問題となっている。

上原地盤工学研究所泥岩分科会では過去に実施された新里層と与那原層の原位試験結果および室内試験結果を収集し、一軸圧縮試験結果を基に、一軸圧縮強さと物理定数および変形係数の関係、また孔内水平載荷試験結果と一軸圧縮試験結果から得られる変形係数等の関係について整理し、その特徴について検討・考察を行った。

収集した新里層の試験データは総数で175試料である。図-1に示すとおり、破壊ひずみが3.0%以下の33試料を抽出した。与那原層は同様に426データより389データを抽出した。また、これに孔内水平載荷試験の16データを追加して整理した。

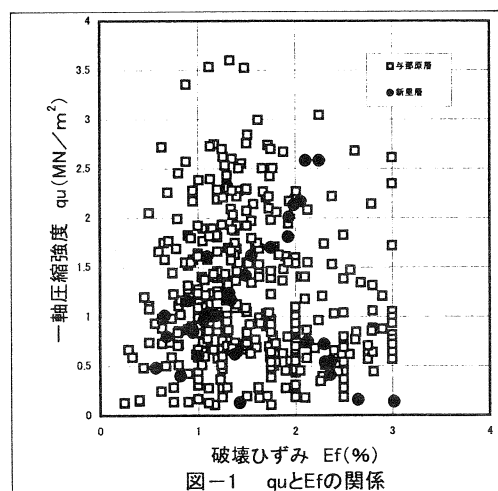


図-1 quとEfの関係

2. 一軸圧縮強さと物理定数の関係

図-2と図-3はそれぞれ一軸圧縮強さと含水比、湿潤密度の関係を示した。

図-2ではquと含水比の関係を示す。新里層は含水比が29～40%に分布する。与那原層の含水比は17～38%の範囲に分布しており、平均値と比較すると新里層は34.6%、与那原層は24.4%で約10%新里層の自然含水比は高い。一軸圧縮強さと自然含水比の関係は自然含水比30～35%で 1.0 MN/m^2 以下の低強度の試料や自然含水比35～40%で $1.8 \sim 2.6 \text{ MN/m}^2$ の値を示し、全体にばらつく傾向がみられた。

図-3は新里層と与那原層の湿潤密度と一軸圧縮強度の分布範囲を示す。与那原層は一軸圧縮強度に関わらず $1.9 \sim 2.1 \text{ MN/m}^3$ の範囲にあり、新里層は 1.8 MN/m^3 の範囲に布している。新里層では湿潤密度が大きくても強度が低くなる傾向が見られた。

新里層 : $1.73 \sim 1.96 \text{ (MN/m}^3)$ 平均値 $= 1.84 \text{ (MN/m}^3)$

与那原層 : $1.85 \sim 2.15 \text{ (MN/m}^3)$ 平均値 $= 2.03 \text{ (MN/m}^3)$

3. 一軸圧縮強さと変形係数の関係

一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強さと変形係数の関係を図-4に示した。新里層及び与那原層の変形係数と一軸圧縮強度の関係は次の関係式で示される。

$$\text{新里層} : E_{50} = 58qu \quad (1)$$

$$\text{与那原層} : E_{50} = 94qu \quad (2)$$

軟岩に対する圧縮強度と変形係数の関係は、竹中¹⁾や新城²⁾によっても求められており、ほぼ $E = 100qu$ の関係が導かれている。与那原層は竹中や新城の提案式と近似した関係が得られるが新里層は与那原層の約6割の値となった。

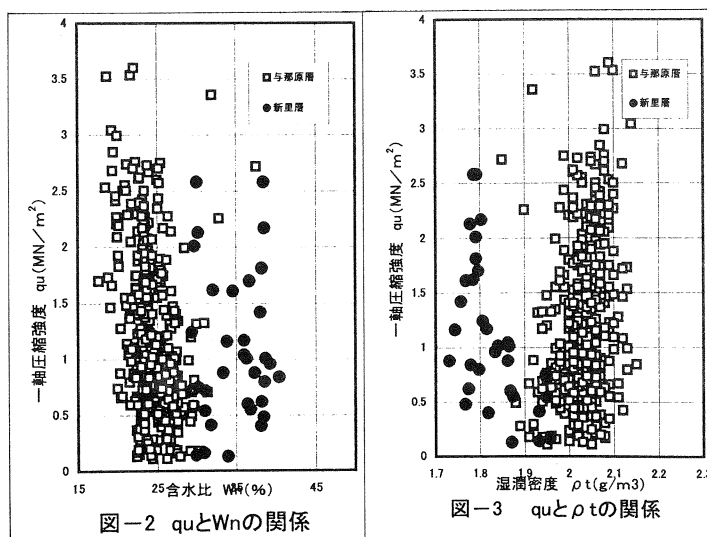


図-2 quとWnの関係

図-3 quとρtの関係

4. 換算N値と変形係数の関係

変形係数は、構造物基礎の変位量の計算に使用されており、平板载荷試験 (E_p)・孔内水平载荷試験 (E_b)・一軸または三軸圧縮試験 (E_c)・標準貫入試験のN値 (E_n) によって求められる。道路橋示方書では、これらの関係を下記のように示している。

$$E_p = 4E_b = 4E_c = E_n \quad (3)$$

図-5は、換算N値と E_b および E_c の関係を示したもので、これに標準貫入試験のN値 (換算N値) より $E = 2.8N$ (MN/m^2) から推定した値を E_n として示した。

新里層の換算N値と E_b および E_c との関係は、バラツキがあるが平均値を代表値として算出すると図中の太線で示され、それぞれ(4)式と(5)式で表される。

$$E_b = 3.3N \quad (4)$$

$$E_c = 2.3N \quad (5)$$

(4)式および(5)式から $E_b = 1.4E_c$ の関係が得られ、 E_n (2.8N) と E_b と E_c との関係は(6)式ようになる。

新里層は(3)式とは必ずしも一致しないが、与那原層の(7)式と比較して道路橋示方書の $E_n = 2.8N$ に近い値が得られた。

$$E_n = 0.9E_b = 1.2E_c \quad (6)$$

$$E_n = 1.4E_b = 1.7E_c \quad (7)$$

5. まとめ

島尻層泥岩の新里層と与那原層の一軸圧縮強さと物理定数および変形係数、換算N値と変形係数を比較したところ、以下のような知見が得られた。

- ① 含水比の平均値は与那原層で24.7%、新里層で34.6%を示し、約10%新里層の含水比は高い。
- ② 一軸圧縮試験と湿潤密度の関係では湿潤密度が高い時に強度が低くなる傾向が見られた。今後もデータの収集に努め、今後の検討課題とする。
- ③ 一軸圧縮試験より得られる変形係数と一軸圧縮強さの関係は、およそ58:1の関係にあり、与那原層や竹中、新城らの提案した関係式のほぼ6割に相当する。
- ④ 孔内水平载荷試験および一軸圧縮試験から得られる変形係数には、 $E_b = 1.4E_c$ の関係が見られ、与那原層とほぼ同様な関係である。
- ⑤ 孔内水平载荷試験、一軸圧縮試験および換算N値から得られる変形係数には、 $E_n = 0.9E_b = 1.2E_c$ の関係が認められ、与那原層より道路橋示方書の $E_n = 2.8N$ に近い関係が示された。

6. あとがき

島尻層泥岩新里層は第四紀更新世～第三紀鮮新世に堆積した地盤で、与那原層や那覇層より新しい地盤である。また、新里層は堆積過程や上部に分布する琉球石灰岩の影響を受けて与那原層や那覇層とは異なる工学的特性を示している。このため、島尻層群泥岩層を一樣で均一な地層として扱う事は困難である。新里層については土被り圧と強度の関係や堆積過程と圧密過程の関係を整理し、物理特性や力学特性を検討する必要がある。今後は、各種資料の収集・整理を進め、設計や施工の幅広い分野で活用できるように研究を進めたい。

参考文献

- 1) 竹中準之介：土質調査試験結果の解釈と適用例，第5章一軸圧縮試験，土質工学会，pp.189～191，1990。
- 2) 新城俊也：九州・沖縄の特殊土，18. 島尻層泥岩，土質工学会九州支部，pp.233～234，1983。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.238～239，1997。

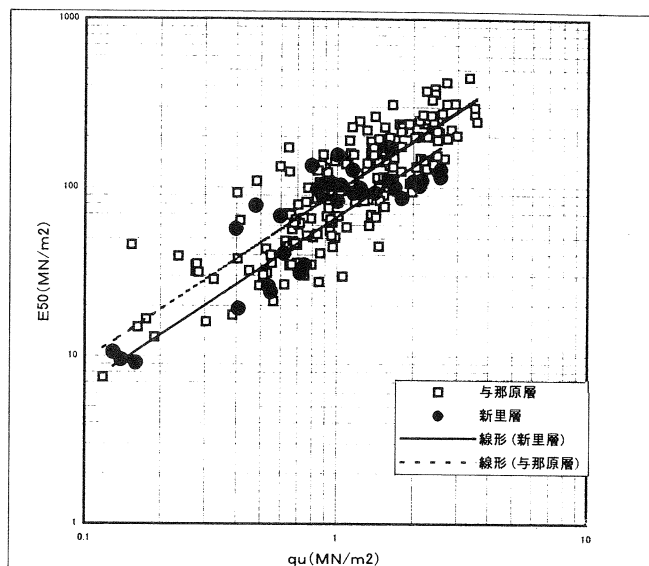


図-4 一軸圧縮強さと変形係数の関係

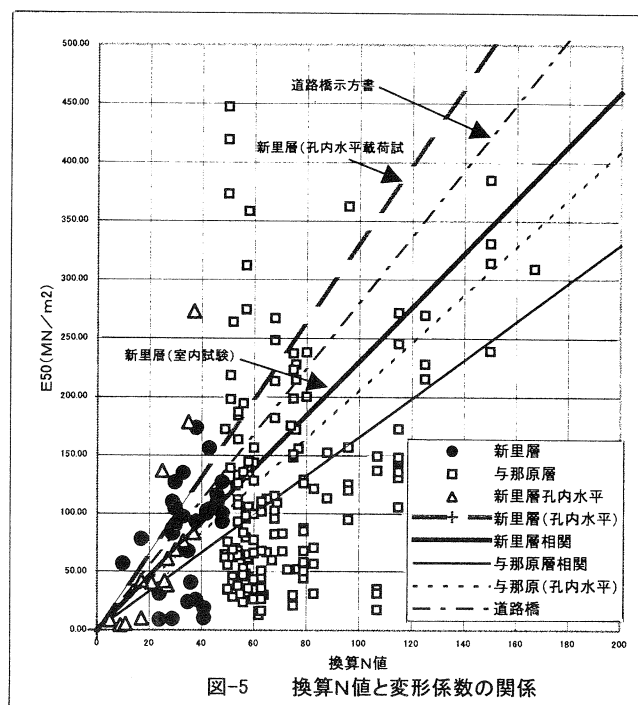


図-5 換算N値と変形係数の関係

3. 島尻泥岩風化土における深層混合処理（DJM工法）の施工例

三信建設工業㈱ 藤 田 俊 文

1. はじめに

DJM工法が世に出て20年以上が過ぎ、この間の施工数量は2,400万を越え、北は北海道から南は九州の鹿児島県奄美大島まで全国各地で数多くの足跡を残してき、唯一最南端の沖縄県だけは1件の施工実績もなかった。しかし、平成11年に「豊見城地区IC改良工事」の地盤改良工法として、沖縄県で初めてDJM工法が採用された。本土から遠く離れたという地理的なハンディキャップもさることながら、当地方独特の地盤であることもあり、着工前にはその結果を懸念する声もあったが、平成12年5月に無事工事を完了する事が出来た。

本稿では、この沖縄県最初となったDJM工事について報告する。

2. 工事概要

工事の概要を以下に示す。

- ①工事件名 : 豊見城地区IC改良工事
- ②発注者 : 沖縄県総合事務局南部国道事務所
- ③工事場所 : 沖縄県島尻郡豊見城村平良地内
- ④工 期 : I期工事 平成11年4月～5月
II期工事 平成11年12月～平成12年5月
- ⑤工事数量 : $\Sigma V \div 19,000 \text{ m}^3$
- ⑥改良目的 : 盛土のすべり破壊および沈下防止

代表的な断面図を図2.1に示す。

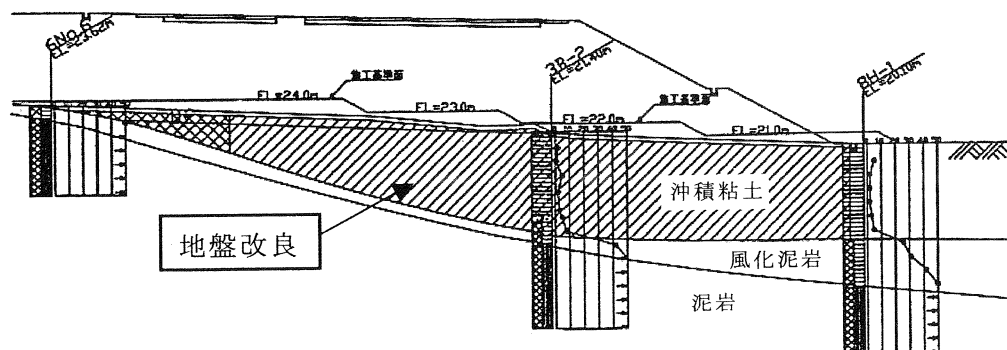


図 2.1 施工断面図

3. 土質概要

3. 1 土層構成

現場は、谷地部に広がる旧畑地で、表層の耕作土の下に2～7 mの沖積粘土層（ $N = 4 \sim 5$ ）がある。沖積粘土層の下は泥岩層（島尻泥岩層）であるがその上部は風化層となっており、特に1～2 mは風化が著しい。島尻泥岩の特徴として、大気に晒されたり自由水と接触したりした場合に吸水膨張による強度低下や、スレーキング現象による細粒化が起こりやすく、不安定な状態になりやすい¹⁾。このため沖積粘土層のほか、この強風化層についても改良の対象となっている。

代表的な土質柱状図を図 3.1.1 に示す。

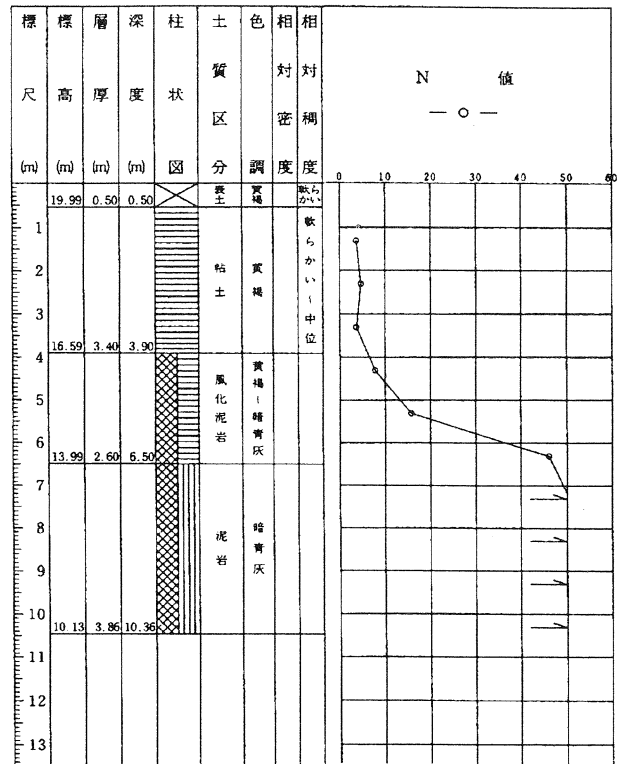


図 3.1.1 土質柱状図

3. 2 島尻層泥岩の土性

DJM工法の着工にあたり、事前に島尻層泥岩（風化層）についての資料収集を行った。まず、島尻泥岩風化層の土性値であるが、現地における沖積粘土の数値と比較したものが表 3.2.1 である。また、泥岩に改良材を粉体添加した場合の強度発現傾向を見る資料として、普通セメントと消石灰を用いた室内配合試験結果を図 3.2.1 に示す。

表 3.2.1 土性値比較表²⁾

	島尻泥岩風化層	沖積粘土(現地)
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.80～1.90	1.819～1.929
乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.35～1.45	1.286～1.484
自然含水比 w_n (%)	30～40	30.0～41.4
粒度組成 (%)	砂分	0～15
	シルト分	10～60
	粘土分	40～90
間隙比 e	0.8～1.0	0.855～1.135
一軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	0.03～0.1	0.038～0.104
分類記号 日本統一分類法	CH	CH

これらの資料から、この場所の沖積粘性土は島尻泥岩風化層が削剥されたものがそのまま堆積したものと見られ、この両者はほぼ同様な土性を持っており、また粉体添加でも数%の固化添加によって著しい強度発現傾向を示すことがわかった。

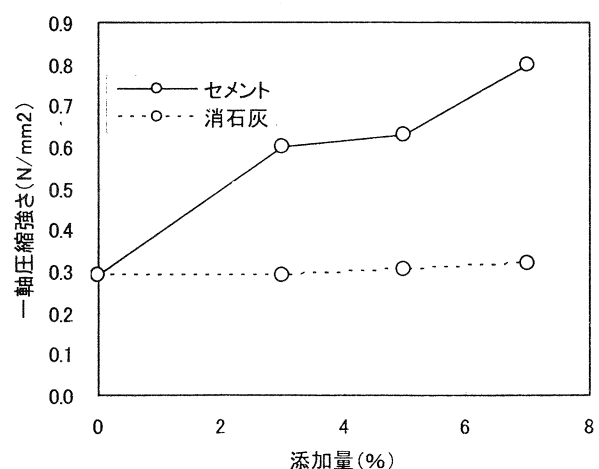


図 3.2.1 添加量と一軸圧縮強さの関係³⁾

4. 配合試験

施工に先立ち、改良材混合量を決定するため現地で採取した試料土を使った「室内配合試験」と、現地にて実際に打設を行う「現場配合試験」を実施した。使用した固化材は『普通ポルトランドセメント』で、混合量は設計値を中心に110、160（設計）、210 kg/m³に設定した。

これらの試験の結果、いずれの混合量においても風化泥岩層を含め全層において良好な固結状況が見られたため、施工での混合量は「110 kg/m³」に決定した。

5. 着底管理基準

前述の通り、今回の地盤改良工事では沖積粘土層のほかN値20以下の強風化泥岩層も改良の対象となっている。このため、施工の際には攪拌翼先端がN値20以上の層に到達していることを1本ごとに確認する必要があるため、先端が到達したか否かの指標となる「着底管理基準」が施工管理上重要となる。そこで、事前のボーリング調査でN値の得られた地点において攪拌翼を実際に貫入し、N値20と思われる深度で得られた“貫入速度”、“回転数”、“電流値”を「着底管理基準」として設定した。それぞれの数値は以下の通りである。

- ・ 貫入速度 0.3 m/min
- ・ 回 転 数 32 rpm
- ・ 電 流 値 250 A

6. チェックボーリング

本施工におけるチェックボーリングの結果をまとめたものが表6.1である。

混合量が少ないことによる影響なのか、0.4～2.3 N/mm²の範囲で強度にバラツキが見られるが、固結状態としては全体に良好であった。

表 6.1 チェックボーリング結果一覧表

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
上層	0.743	0.649	0.822	1.676	0.883	0.797	0.447	0.476	0.811	0.995	0.657
中層	0.826	0.732	2.033	0.982	2.358	0.886	0.869	0.447	0.784	0.772	0.543
下層	0.785	0.676	1.814	1.604	0.542	1.284	0.981	1.081	2.387	1.462	1.045
平均	0.776	0.686	1.556	1.421	1.261	0.989	0.762	0.668	1.327	1.076	0.748

- ・ 平 均 値 $\bar{X} = 1.025 \text{ N/mm}^2$
- ・ 標準偏差 $\sigma_{n-1} = 0.522 \text{ N/mm}^2$
- ・ 変動係数 $V = 50.9 \%$

6. おわりに

施工前には、これまで施工実績の無かった島尻泥岩風化層の改良ということで多少の不安はあったが、事前の調査と適切な施工対応によって良好な結果を残すことが出来た。また、Ⅱ期工事施工中には見学会を開催する機会にも恵まれ、企業者、コンサルタント等大勢の方々にD J M工法を直にご覧頂いたことにより、従来のスラリー系工法とは違う粉体混合による地盤改良工法の特徴を十分に御理解いただけたものと思っている。ただ、沖縄県内での工事となるとその都度本土から専用機械を海路運搬する必要があり、その費用を考えるとD J M工法を採用出来る工事はある程度限定されることは否めない。しかし、今回の工事の成功によってD J M工法の持つ大きな特徴のひとつである「広範囲の土質への適応性」が証明されたことは大きな収穫であった。

【参考文献】

- 1) 砂原徹男、上原方成：「島尻層群における与那原層の工学的性質」土と基礎、Vol. 31、NO. 4、1983
- 2) 地盤工学会九州支部：「九州・沖縄の特殊土」九州大学出版会、1983
- 3) 沖縄総合事務局開発建設部：「沖縄特殊土の道路土工の手引き」平成2年3月

4. 柔構造の保護材

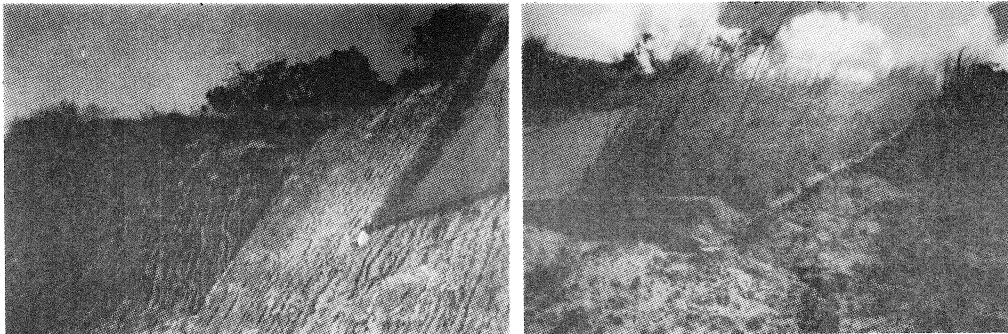
多機能フィルター株式会社
常村 忠生

裸地の劣化

一般的に大地が何らかの原因で裸地化すれば、表面は侵食や風化が進行する。そのプロセスは地質や地形及びその場の気象要因に左右され様々であるが、変化の本質的要因は種々のエネルギーが作用するためと考えられる。

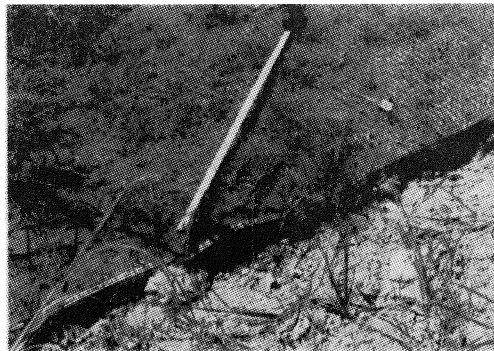
自然現象としては降雨水、風、日照、温度変化等によって発生するが、物質を劣化させる直接の原因は種々の理化学的エネルギーに晒されるためである。

◇泥岩の風化状況



試験施工地：南風原町黄金の森運動公園

◇不織布シートによる保護効果について



施工地：沖縄県南風原町

施工後 10 ヶ月経過

大地の安定と生物の関係

土構造物の完全さは堅固性にある。そのためには余分な水は排除される必要がある（最適含水比）。一方で、植物を活かす緑化は水の供給を不可欠とする。

天然の植生（森林）のある大地は土の三相構造がはっきりしているが、いわゆる斜面では必ずしも十分ではなく、だからと言って耕すことは不可能である。更に植物の栄養源である有機腐植も土の強度を損なうということで切盛土では水とともに排除されるわけで、とことん植物の入る余地をなくすることが土工の要諦となっているのである。

侵食破壊の真の原因はエネルギーにある

筆者の所見では、

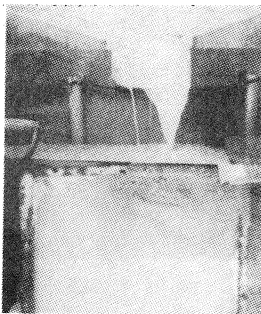
降雨によって侵蝕が発生するのは雨滴の打撃破壊と斜面を流下する際のフローエネルギーによるのであって、エネルギーを吸収してやれば侵蝕はおこらないのではないか。その発想のもとで種々の実験を試みた。

水は自由落下するよりも伝わるものがあればそちらに引っ張られる性質のあることを考え、微細繊維の集合体で土の表面を覆えば水の移動エネルギーを吸収し土粒子の流出を止められることが判った。もちろん繊維の大きさ、密度、材質などで効果は微妙に異なる。更に水以外にも風や温度変化に伴う物理的、化学的エネルギー、光や酸素の影響などが複合的に作用して風化は進行するが、微細繊維集合体の存在は微妙にその影響を緩和することが確かめられた。それ自体の緩衝能は決して大きくなく微々たるものに過ぎないが、蓄積すればその力はバカにした値ではない。

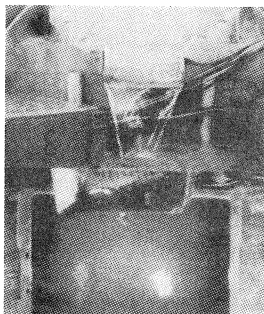
◇人工降雨実験～国立防災科学技術研究所



実験場全景



一般のシート



多機能フィルター

(最大1時間雨量100mm・10分間の濁水発生状況)

比較試験

試験実施日：平成12年3月17日

試験体：厚層基材吹付品及びMF-45R-10（試験山3ヶ月間屋外放置品）

試験装置：徳山工業高等専門学校人工降雨試験装置（ $\theta = 30^\circ$ ）

降雨条件：時間降雨量20mm×1時間

測定項目：pH、BOD、COD、SS、全窒素、全リン

分析依頼先：クリタス株式会社

◇試験結果

	厚層基材吹付品	MF-45R-10	水質汚染防止法（別表第2）*による規制値
pH	6.8	7.1	5.8～8.5
BOD (mg/L)	7.8	5.3	160（日平均120）
COD (mg/L)	315	8.9	160（日平均120）
SS (mg/L)	175	13.7	200（日平均160）
全窒素 (mg/L)	20.2	5.7	120（日平均60）
全リン (mg/L)	17.6	5.66	16（日平均8）

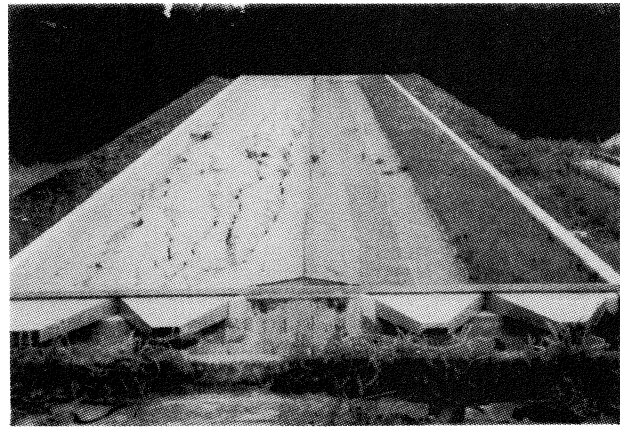
*平成12年度環境六法1192頁

マルチング効果

被覆効果は単に風化を抑制するだけでなく、生物（微生物や植物種子）の進入についても極めて好都合に働く。

繊維が地面に張り付くまでには若干の時間（１～２ヵ月）がかかるが、時間降雨量３０～５０mmの降雨なら支障なく、密着後は１００～１５０mmの雨量なら下地の土質に関わらず侵蝕は防止できる。更に植生後は根による縫い付け効果で２００～４００mmでも耐えることが判った。（表面侵蝕に対してのみ）

◇自然降雨による侵蝕試験



裸地	多機能フィルター（種子なし）	多機能フィルター（種子入り）
----	----------------	----------------

試験装置全景

降雨量と侵蝕流亡土量との関係

降雨期間(月/日)		6/25~7/5	7/6~7/27	7/28~8/2	8/3~8/6	8/7~9/3
		(11日間)	(22日間)	(6日間)	(4日間)	(28日間)
降雨量(mm)		408.0	578.0	485.5	121.0	377.5
流亡土量 (kg)	裸地	177.35	935.18	339.20	62.80	848.00
	種子なし不織布	0	1.99	7.18	4.53	16.20
	種子入り不織布	0	0	0.04	0	0.06

測定期間：1993年6月～9月

生物の棲家を提供し共存すれば大地も安定する

充分な植生発達には適当な三相分布はどうしても必要であるが、耕すことのできないのり面ではそれは生物自身の働きに期待するしかない。時間はかかるがのり面の損傷（侵蝕や風化）がなければ支障はない筈である。

植物自身の土壌改良には根粒菌植物であるヤシャブシやハギ類が有効であることが多くの事例ではっきりしてきた。これらの植物は自身で空中窒素を固定して養分を作り出せるほか根系の侵入力が強く極端な痩せ地や硬い土地でも定着できるのが特長である。ある程度植物による土壌改良が進めば周辺自然種の侵入も進み、植生遷移は自然のリズムで成立する。

緑化試験 10 年目の土壌理化学性及び微生物量の比較

施工場所：山口県鹿野町長野山

◇法面土壌の理化学性

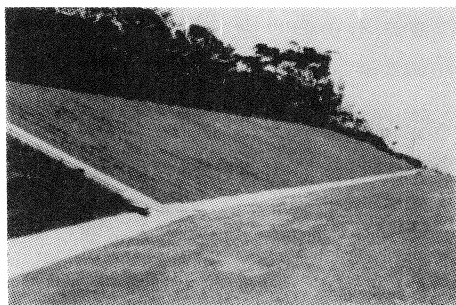
	採取時水分含量 g / 100 g 乾土	P H (土壌:水 =1:2.5)	E C ds/m	可給態リン酸 mg P /kg 乾土	交換性カリウム mgK/kg 乾土	全炭素 %	全窒素 %	C/N
対照区(裸地法面)	14.1	4.4	0.02	0.36	2.20	0.5	0.04	12.5
他社シート区	23.2	4.4	0.05	ND	3.11	0.6	0.06	10.0
不織布シート	28.8	4.6	0.04	4.74	4.42	1.8	0.13	13.8

◇法面土壌の微生物量

	バイオマス炭素 mgC/kg 乾土	バイオマス窒素 mgN/kg 乾土	糸状菌数 ×10 ⁵ CFU/ g 乾土	細菌、放線菌数 ×10 ⁵ CFU/ g 乾土
対照区(裸地法面)	35.6	14.4	0.43	0.08
他社シート区	82.1	14.6	1.19	1.81
不織布シート区	128.3	23.9	11.12	4.12

◇植生遷移事例

1) 沖縄県名護市羽地ダムの場合 (施工: 平成8年3月)



施工後1ヵ月経過



施工後4年経過

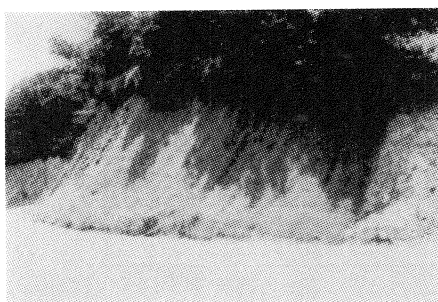


幹径10 cmに生育

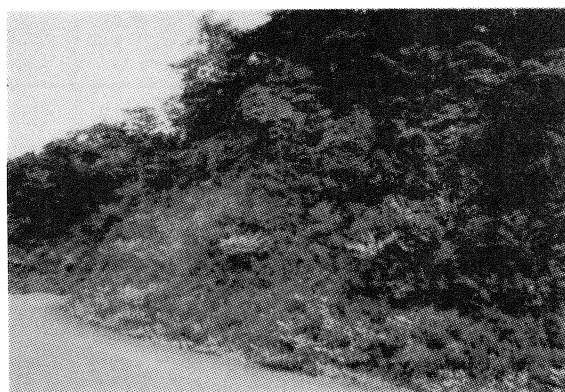


自生マツの侵入状況

2) 山口県都野郡鹿野町の場合 (施工: 平成2年12月)

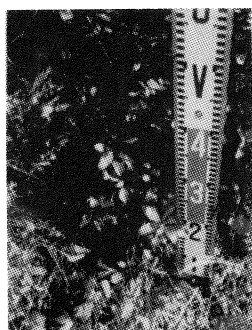


施工後5ヵ月経過



施工後9年経過

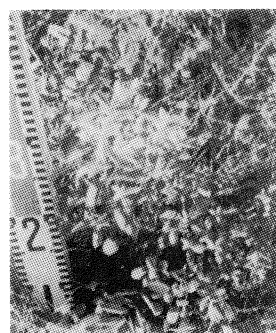
侵入を確認した植物



・あせび



・ヒサカキ



・リョウブ

マッドストーンその他についての所見

粘性土が水中分級により土圧で生じた堆積岩の一つであり、土中深い所では固結安定しているが露頭すると急速に風化し、水に出会えば容易に融解流出する。但し風化は表面の極薄い部分に限られており、深部は固結したままで植生は定着しにくい。微細繊維の集合体で覆うとエネルギーを抜いた水が浸入するだけで粘土粒子を動かすわけではないので軟化すれば根張りも可能であり侵蝕は相乗的に抑えられる。

なおマッドストーンのみでなく、火山灰やシラスなど国内では易侵蝕性火山堆積土が数多く存在するが、極端な酸性あるいはアルカリ性の反応がなければ保護効果は十分に期待できる。

沖縄のローカル土質では南部の「クチャ」がマッドストーンの代表事例であり、北部の赤土「国頭マージ」は極端な易食性で知られているが、降雨に伴うエネルギーを多機能フィルターで抜いてやることで、少なくとも表面浸食は解決できる筈である。

5. 沖縄県離島地域土の人工降雨実験による流出土量に関する実験的研究

琉球大学土質地盤研究室 安谷屋賢 島英治郎
原久夫

1. はじめに

沖縄県は地域によって国頭まあじ、島尻まあじ、クチャやジャーガルなど様々な土壌が広く分布している。これらの土壌はその分布地形の特性や降雨などの気象条件により侵食および流出が生じやすい自然的背景を有しており、「赤土汚染」として環境問題となっている。赤土汚染を未然に防ぐためには赤土流出防止対策の質的向上はもちろん、赤土流出発生源の把握、またどのような特性のある土が流出しやすいかを把握しておくことが重要である。本研究は一昨年より行われている人工降雨実験の試料採取地域を沖縄本島からさらに周辺地域の離島にまで範囲を広げ、広範囲の土壌の流出特性を調べることで、より詳細なデータを作成する事を目的とする。さらにその流出土量と粒度特性の関連性について検討した。

2. 実験概要

2-1. 試料土

本実験で使用した試料は、宮古島、石垣島、久米島、西表島の四つの離島から採取されたものである。採取された試料はそれぞれ 200g～1000g と質量にばらつきがあり、正確なデータを作成するため 500g 以上の試料 71 個を実験で使用する。なおいまだ実験継続中のため、この実験報告では実験を終えた 46 個について報告する。

2-2. 実験方法

図-1 に本研究で行った各実験の流れを示す。

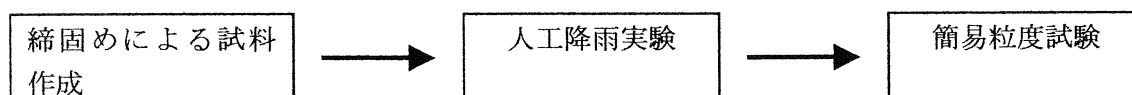


図-1 実験手順

●供試体作成時の締固め条件

締固め条件は以下の表-1 に示す。

表-1. 締固め条件

モールド	落下高さ	締固め回数	層数	ランマ質量	含水比
10cm	30cm	25 回	3 層	2.5kg	自然含水比 (%)

締固めエネルギー： 5.516×10^5 (N・m/m³)

なお人工降雨実験用の供試体作成のためには最低 500 g 以上の土が必要となるが、実験試料の量が少ないものが多いので、この不足分を補うため、モールド締固め時の下部 2 層はクチャを使用した。

●人工降雨実験

締固めを行った試料（写真-①参照）を写真-②のようにセットしたあと、表-2 に示す実験条件で実験を行い、各試料の流出土量を測定した。約 1200 (mm/hr) という実際にはない降雨強度に設定したが、本実験は試料土の違いによる流出土量の差を調べるのが目的であるためこのような高降雨強度に設定した。

表-2 人工降雨実験の条件

降雨強度	散水時間	斜面勾配
1200mm/hr	12 分	40°

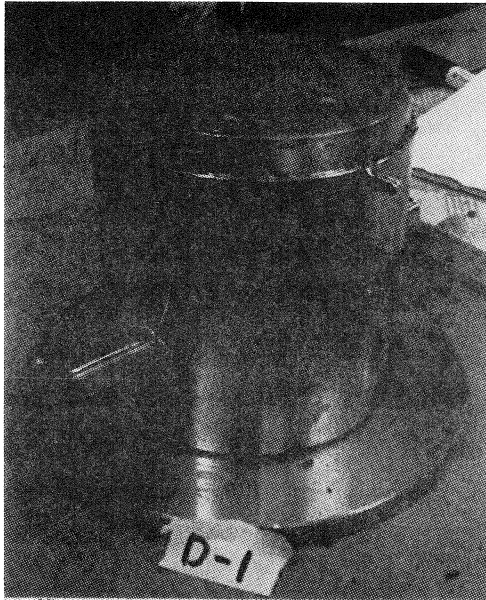


写真-① 締め固め直後の供試体状態

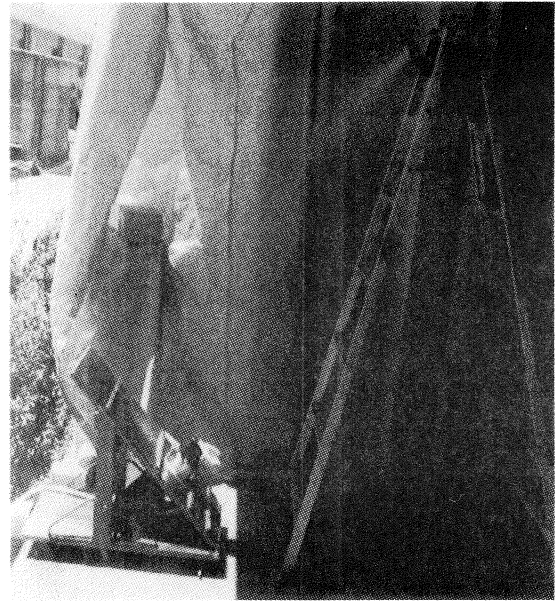


写真-② 実験風景

●簡易粒度試験

採取試料の質量が少量であるため正規の粒度試験ではなく、約 80g の試料を 2mm ふるいと 0.075mm ふるいに通し、それぞれふるい通過率を $P_{2.0}(\%)$, $P_{0.075}(\%)$ として流出土量との関連性を調べた。

3. 実験結果および考察

離島試料での人工降雨実験の流出土量を表-3 に示し、その個数分布を図-2 に、一昨年度同じ実験条件下で行われた沖縄本島北部試料での人工降雨実験の流出土量とその個数分布を図-3 に示す。両方をモード(最頻値)で比較してみると、沖縄本島北部試料での流出土量は実験試料の約 48% が流出土量 $0 \sim 5\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ であるのに対し、離島試料では約 40% の試料が $5 \sim 10\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ の流出土量を示している。沖縄島と離島との流出土量を平均値で比較すると、沖縄島試料では $8.494\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ 、離島試料では $11.179\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ となり、平均的には離島試料の方が流出土量が多いといった結果が得られた。

次に簡易粒度試験により得られた $P_{2.0}(\%)$, $P_{0.075}(\%)$ と流出土量との関連性を検討してみる(図-4, 図-5 参照)。両グラフ共に顕著な関連性は見られなかった。

島ごとの流出土量をまとめた結果を表-4 に示す。平均流出土量では西表島 $14.88\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ 、久米島 $11.47\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ 、石垣島 $7.18\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ となっており、西表島は石垣島の約 2 倍の平均流出土量となっている。最大流出土量は久米島試料の $48.42\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ であった。

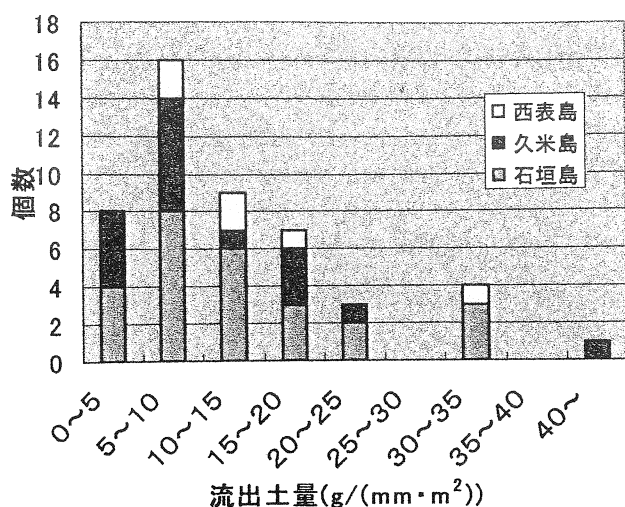


図-2 人工降雨流出土量のヒストグラム

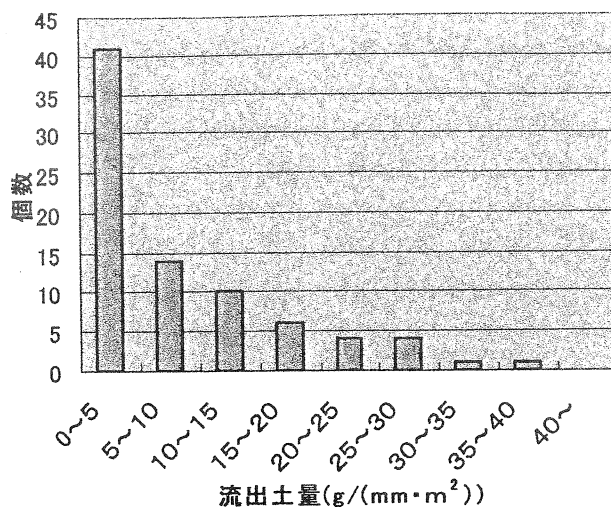


図-3 沖縄島人工降雨流出土量ヒストグラム

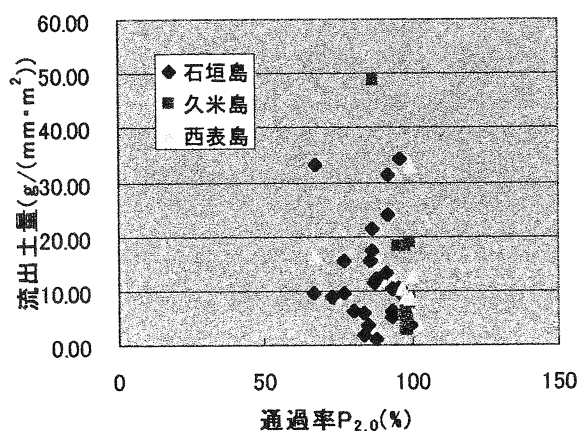


図-4 通過率 $P_{2.0}$ と流出土量の関係

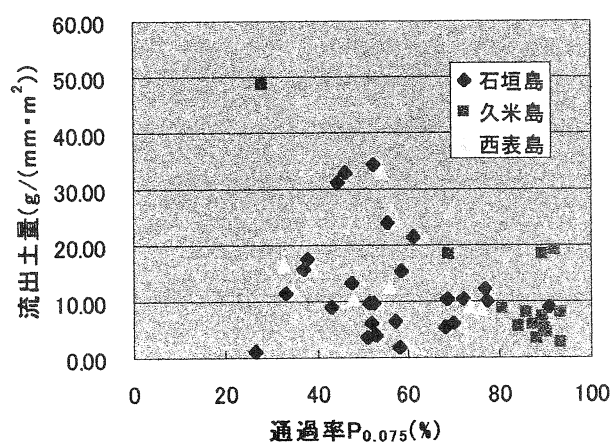


図-5 通過率 $P_{0.075}$ と流出土量の関係

4. おわりに

本実験では流出土量と粒度特性との関係性はみいだせなかったが、実験試料データ不足であったことは否めない。今後さらに研究を続けデータを増すことでデータ不足を解消し、流出土量と分布地域、土の工学的特性などとの関連性についてその信頼性を高めたい。また、現実離れしている雨量を調節しつつより正確なデータを得ることで、今までのデータを比較し関連性を検討するなどを今後の課題とする。

謝辞：なお本実験の試料はパシフィックコンサルタンツ株式会社に提供していただきました。ここにお礼を記します。

5. 参考文献

- 1) 渡久地勲，上間長徳：「沖縄本島北部における国頭まあじの流出量と粒度特性に関する研究」
平成 12 年度卒業論文
- 2) 知念清一，宮守真砂：「国頭まあじの流出量におよぼす締固め特性と粒度特性の影響」
平成 13 年度卒業論文

表-3 試料採取地位置および人工降雨実験結果

石垣島					久米島				
試料 NO	緯度(°)	経度(°)	含水比 (%)	流出土量 (g/(mm・m ²))	試料 NO	緯度(°)	経度(°)	含水比 (%)	流出土量 (g/(mm・m ²))
A-5	24°23'41"	124°15'41"	19.32	33.03	A-1	26°21'32"	126°48'30"	20.88	5.34
A-10	24°21'11"	124°9'11"	14.49	34.17	A-6	26°19'36"	126°47'35"	24.48	18.09
B-1	24°31'49"	124°17'49"	19.81	3.65	B-2	26°20'44"	126°45'55"	23.49	3.05
B-2	24°29'53"	124°15'53"	26.97	17.34	C-4	26°20'7"	126°45'38"	27.45	7.73
B-3	24°24'39"	124°14'39"	24.79	10.16	C-5	26°20'34"	126°45'18"	17.98	5.69
B-5	24°23'48"	124°12'48"	23.56	5.26	D-1	26°20'49"	126°48'37"	13.92	48.42
B-7	24°21'25"	124°8'25"	15.07	10.32	I-1	26°22'40"	126°46'22"	28.70	4.89
B-8	24°23'21"	124°9'21"	20.43	1.15	I-7	26°20'55"	126°45'47"	23.91	7.17
C-2	24°34'32"	124°18'32"	25.08	1.68	I-8	26°20'43"	126°45'0"	23.42	4.43
C-3	24°31'46"	124°17'46"	23.52	6.19	I-10	26°20'32"	126°47'28"	29.79	8.60
C-6	24°28'40"	124°14'40"	26.29	11.41	I-11	26°20'28"	126°46'20"	39.69	7.80
C-7	24°26'35"	124°14'35"	25.42	31.17	I-13	26°19'18"	126°46'32"	37.38	2.40
C-8	24°21'43"	124°14'43"	22.53	8.93	I-14	26°18'12"	126°47'54"	17.11	18.21
C-9	24°21'3"	124°13'3"	15.35	15.54	I-15	26°17'34"	126°48'34"	35.66	18.84
C-10	24°22'53"	124°13'53"	20.20	13.12	平均流出土量				11.47
H-1	24°24'58"	124°14'58"	19.50	6.02	西表島				
H-3	24°21'46"	124°12'46"	17.30	23.99					
I-2	24°32'6"	124°17'6"	28.34	15.32	試料 NO	緯度(°)	経度(°)	含水比 (%)	流出土量 (g/(mm・m ²))
I-4	24°29'39"	124°16'39"	19.69	6.29	A-5	24°22'39"	123°53'14"	13.92	16.35
I-8	24°26'23"	124°7'23"	26.56	3.79	A-6	24°20'49"	123°55'50"	25.56	8.82
K-1	24°35'49"	124°19'49"	15.81	9.52	A-7	24°17'17"	123°52'34"	—	32.81
K-2	24°35'43"	124°19'43"	21.56	21.30	B-2	24°19'29"	123°54'41"	22.50	8.50
K-3	24°32'27"	124°18'27"	21.48	10.30	C-4	24°16'0"	123°52'48"	17.50	12.34
K-4	24°34'31"	124°18'31"	25.28	9.10	E-1	24°21'26"	123°45'7"	24.79	10.47
K-12	24°34'7"	124°13'7"	25.92	11.99	平均流出土量				14.88
K-17	24°22'16"	124°8'16"	23.27	9.62					
平均流出土量				7.18					

表-4 島ごとの流出土量のまとめ

	沖縄本島北部		離島
試料数	81 個		46 個
最大流出土量	36.21g/(mm・m ²)		48.42g/(mm・m ²)
平均流出土量	8.49g/(mm・m ²)		11.18g/(mm・m ²)

	石垣島	久米島	西表島
試料数	26 個	14 個	6 個
最大流出土量	33.03g/(mm・m ²)	48.42g/(mm・m ²)	16.35g/(mm・m ²)
平均流出土量	7.18g/(mm・m ²)	11.47g/(mm・m ²)	14.88g/(mm・m ²)

6. 赤土濁水処理を目的としたろ過型沈砂池の新設計法とその計算例

琉球大学 工学部 原久夫

1 はじめに

沖縄県における赤土流出防止対策工法のひとつとして、ろ過型沈砂池による赤土濁水処理法がある。この方法は、用地が確保できれば施工性、経済性に有利なことから多くの現場で広く用いられてきた主要な対策工法であるが、赤土濁水透過によってろ過層が目詰まりし、透水性やろ過能力保全に対して不安が残り、いまひとつ信頼性を欠いていた。ここでは赤土濁水を対象としたろ過層のろ過特性について、最新の実験結果やその結果を利用した新しいろ過型沈砂池容量の設計法などを紹介する。新設計法では、いろいろな設計条件を考慮して必要な沈砂池容量の設計が行なえるので、種々のケースについて試算した結果を示す。なおこれらの成果は沖縄建設弘済会との共同研究によって得られたものである。

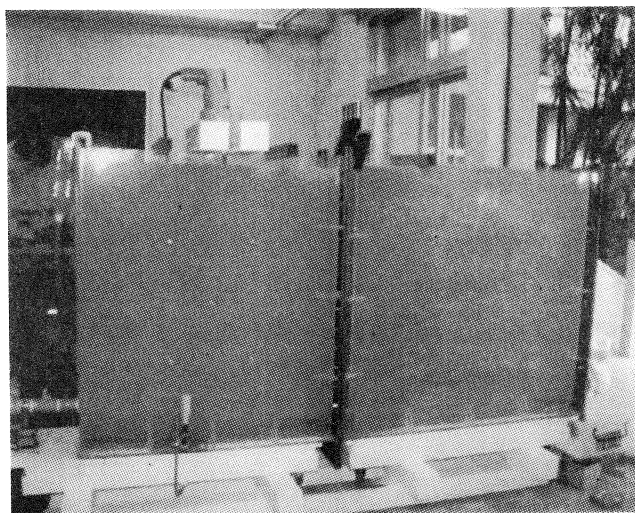


写真1 赤土濁水のろ過実験

2 ろ過実験の概要と結果

ろ過実験は、写真-1に示すようなろ過実験装置を用いて室内で行った。実際の使用条件をできるだけ反映した数種類のろ過層を作成し、ろ過水の濁度測定と単位時間あたりの排水量測定を行ない、排水量からろ過層の平均透水係数を求めるものである。実験装置はろ過層内の様子が観測できるように側面を透明アクリル板としている。ろ過層の構成は、吸出し防止材や砂層幅を変えた6種類について実験した(表-1, 2参照)。どのろ過層であっても濁水の透過量が増加するにつれて徐々に赤土粒子が砂層の間隙に捕捉され、最終的に透水係数が約 10^{-3} cm/s 程度に達するとほとんど透水能力がなくなってしまふ。

濁水の処理量と透水係数、ろ過水の濁度の関係についてまとめたものが図-1で、濁水の処理量によってろ過層の

表-1 実験材料の特性値

赤 土	石川土	土粒子の密度	2.78 g/cm ³
		液性限界	77.5 %
		塑性限界	35.9 %
		最適含水比	32.3 %
		最大乾燥密度	1.414 g/cm ³
		表面流出量	0.23 g/(mm・m ²)
フ ィ ル タ ー	砂 (チービシ砂)	土粒子の密度	2.67 g/cm ³
		最大間隙比	1.576
		最小間隙比	0.919
		礫分	6.6 %
		粗砂分	85.8 %
		細砂分	4.6 %
		透水係数	6.02×10^{-2} cm/s
		透水係数	$9.85 \times 10^{-3} \sim 1.29 \times 10^{-2}$ cm/s
フ ィ ル タ ー	不織布シート A 素材：ポリアプロピレン	厚さ	0.035 cm
		透水係数	$9.85 \times 10^{-3} \sim 1.29 \times 10^{-2}$ cm/s
		厚さ	0.7 cm
		透水係数	$(4.27 \sim 6.67) \times 10^{-1}$ cm/s
フ ィ ル タ ー	砕石	規格	5-20

透水性がどの程度低下していくかを定量的に示したものとなっている。これを利用して、ろ過層の目詰まりによる透水性の低下を考慮した新しいろ過型沈砂池容量の設計法を次に示す。

3 ろ過型沈砂池の新設計法

提案する沈砂池容量設計法は濁水の流入，流出に関する収支計算に基づいて行なうものである。濁水の流入量は，対象とする赤土裸地面積，流出係数，設計降雨から計算する。どのような降雨を想定して設計降雨とすべきかは今後の課題であるが，ここでは 1995 年以降の連続降雨の最大から 7 降雨を抜き出し，それらのピーク時間を一致させて時間平均した降雨を設計降雨（設計降雨：名護型，図-2 参照）としている。これらの諸量から微小時間内に流入する濁水量を計算する。

次に先に紹介した実験結果によって得られているろ過層の透水係数を利用して微小時間内にろ過される排水量を計算する。降雨が激しい時には排水できる量より流入量が多いため沈砂池内に濁水が増え，水位が上昇する。降雨が収まるにつれろ過水が排水され，水位はピーク値に達し，その後徐々に水位低下が進む。そこで，必要とされる沈砂池容量は水位がピーク値となってもオーバーフローしない容量として決定されることになる。

水収支計算はエクセルシートに必要な情報を入力するだけで可能となっているが，この計算ソフトは，時間ごとの沈砂池内水位変動が示されるだけでなく，沈砂池の濁水処理量に応じた透水性低下を考慮した計算となっていることが最大の特徴である。したがって次に示すような沈砂池の使用期間を考慮した合理的な容量設計など，いろいろの設計が可能となる。

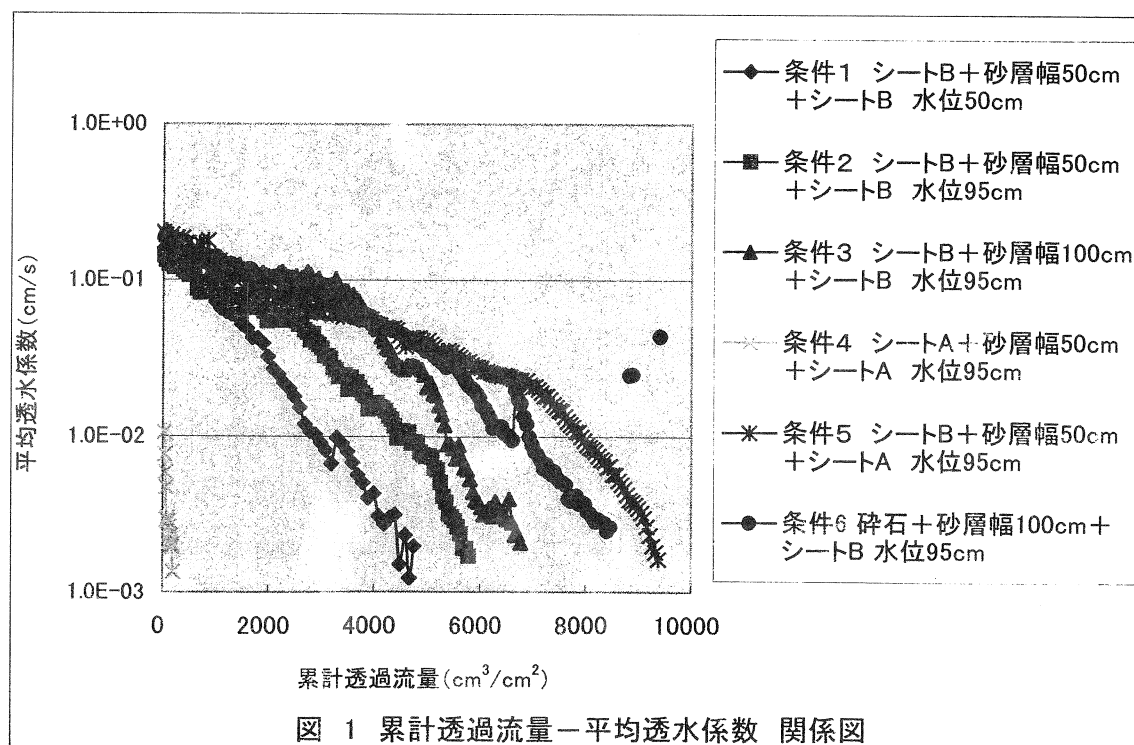
4 計算例

通常の施工例を参考にすると， 1000m^2 の裸地（流出係数：0.7）に対して 90m^3 容量の比率とするろ

表-2 実条件一覧

名称	水位差	ろ過層構成
	cm	
条件-1	50	B+S50+B
条件-2	95	B+S50+B
条件-3	95	B+S100+B
条件-4	95	A+S50+A
条件-5	95	B+S50+A
条件-6	95	砕石+S100+B

注) A:シート A, B:シート B, S:砂層 を表す



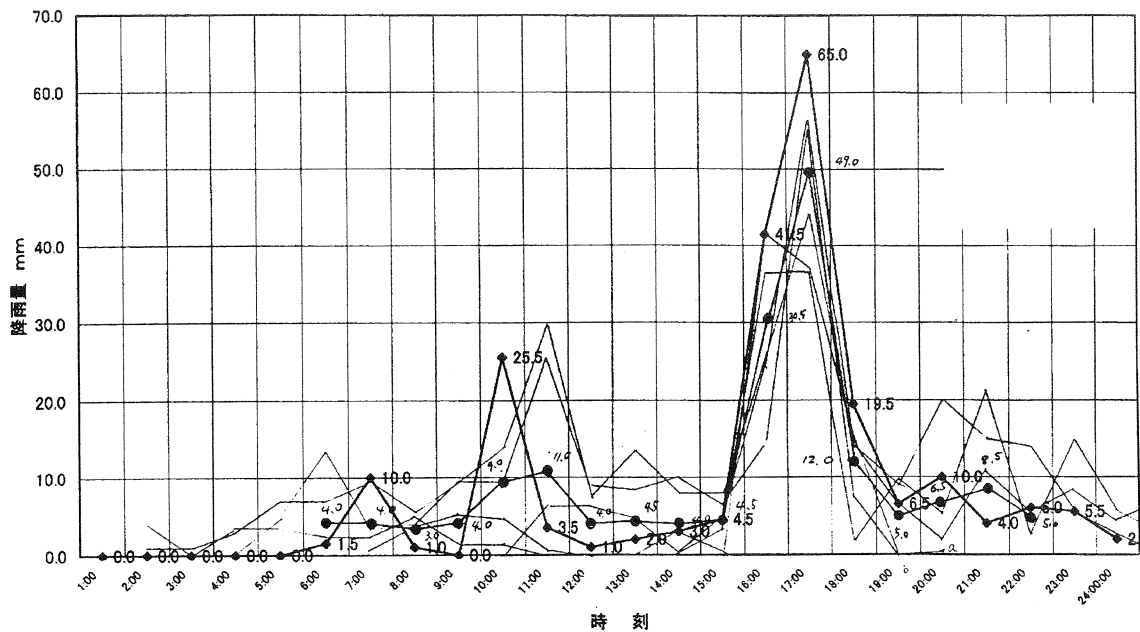


図-2 設計降雨：名護型

過型沈砂池が一般的であるので、この例を基本沈砂地として設定する。その具体的仕様は、横幅 9m、長さ 5m、深さ 2m の立方体形状(容量 90m³)、ろ過層の横幅は沈砂池横幅と等しいものを想定して 9m、高さは 2m とする。その構成は流入側に碎石、砂層 100cm、流出側にシート B を用いたものである。この基本沈砂池に対して、①沈砂池のろ過層幅、②対象面積、③ろ過層の供用開始時期と経過期間、④ろ過層の構成を変えたとき必要とされる沈砂池容量がどれほどとなるかを計算してみる。計算の時間刻みを 20 分とし、供用開始から 1 年経過後に名護型設計降雨に遭遇した場合に必要な沈砂池容量を計算した（4-3 の供用開始時期の計算例を除く）。

4-1 ろ過層横幅と必要沈砂池容量の関係

基本形状沈砂池に対し、ろ過層幅を 5～11m と変えた場合の必要沈砂池容量（図-3）

4-2 対象面積と必要沈砂池容量の関係

基本形状沈砂池に対し、対照面積を 700～2000m² と変えた場合の必要沈砂池容量（図-4）

4-3 供用開始時期と必要沈砂池容量の関係

基本形状沈砂池において、供用開始後の経過期日（目詰まりの進行に対応）と必要沈砂池容量（図-5）

4-4 ろ過層の構成と必要沈砂池容量の関係

基本形状沈砂池に対し、ろ過層の構成を変えた場合の必要沈砂池容量（図-6）

5 まとめ

ろ過型沈砂池の設計法について、その基本となるろ過層の透水性に関する実験結果を紹介し、その結果を利用して目詰まりを考慮した沈砂池容量計算法の考え方の概要と計算例を示した。例示したように提案する新設計法では、いろいろな条件に対応した計算が可能で、現行設計法と比較してより詳細で合理的、経済的な沈砂池容量の設計ができる。本設計法の詳細な説明は紙面の都合上割愛したが、計算ソフトおよびその説明を含め参考文献 1) を参照して欲しい。

1) 赤土砂流出防止のためのろ過型沈砂地に関する共同研究報告書、(社)沖縄建設弘済会技術環境研究所、2002

図-3 ろ過層横幅～必要沈砂池容量 関係

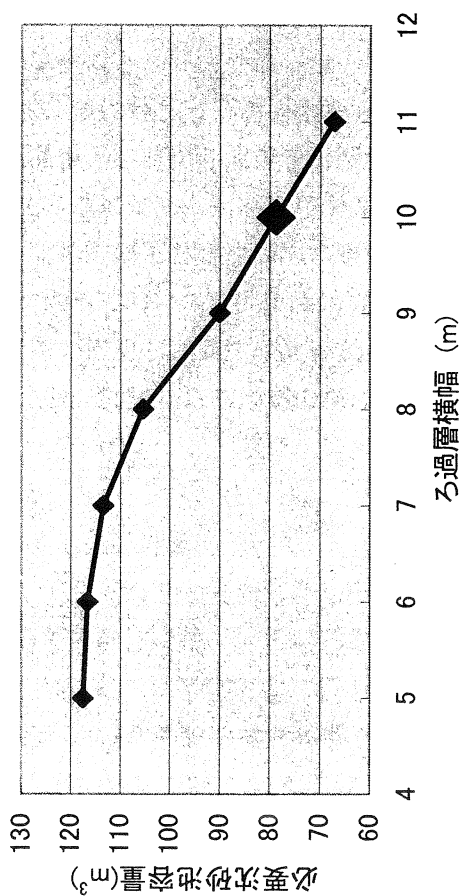


図-4 流域面積～容量 関係

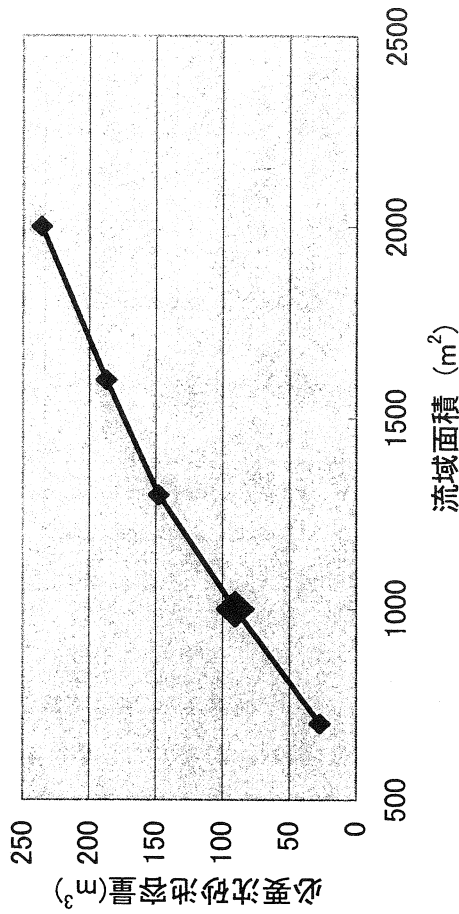


図-5 供用開始時期～必要沈砂池容量 関係

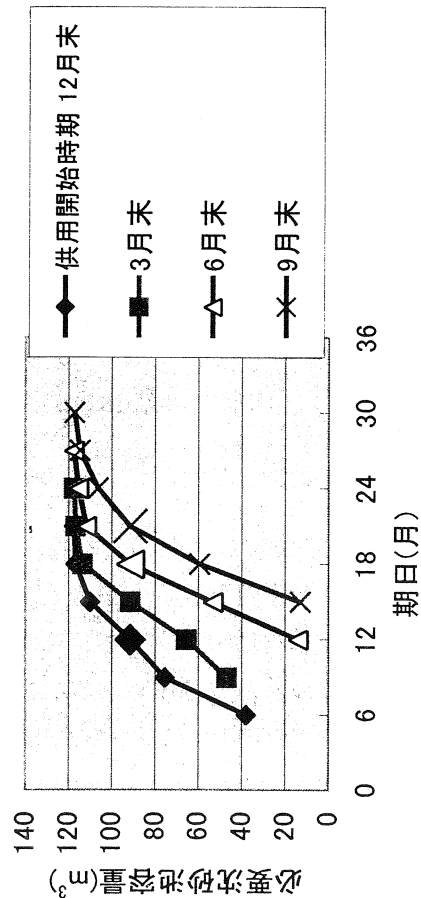
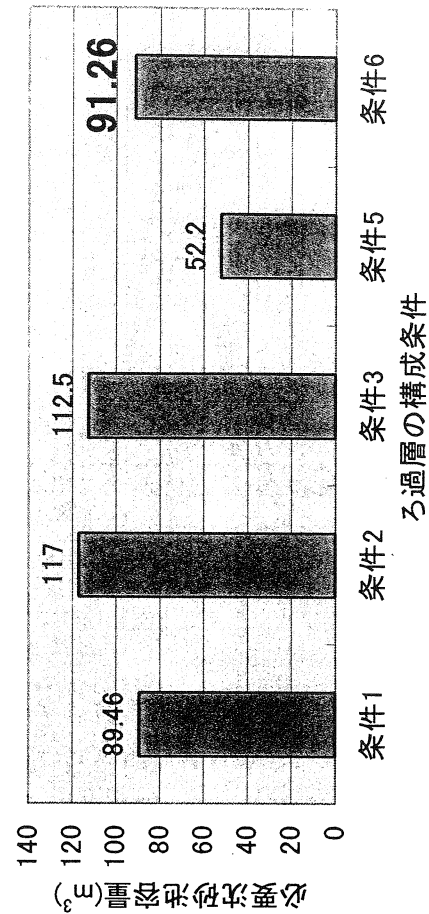


図-6 ろ過層構成～必要沈砂池容量 関係



基本条件

沈砂池形状：横幅9m，長さ5m，深さ2m，容積90m³

対象面積：1000m²，流出係数：0.7

図中太印

ろ過層：横幅＝沈砂池横幅，碎石＋砂1m＋シートB

供用1年後に名護型降雨が作用

7. 村道阿波連線災害に関する報告

(株) 日興建設コンサルタント

設計 1 部 平良邦弘、譜久島信

地盤調査部 ○ 砂川尚之

中戸章友、城間永誠

1. はじめに

平成 13 年 9 月 6 日に発生した台風 16 号は、同月 16 日まで迷走し、沖縄県内各地に豪雨をもたらした。特に 11 日～13 日にかけての雨量は 620mm に達し、13 日には渡嘉敷村の村道阿波連線の一部区間 120m に地すべり性の決壊が生じた。

当社は渡嘉敷村役場の要請により、即座に現場の調査を開始した。しかし、台風 19 号に刺激された秋雨前線は 9 月下旬にもまとまった雨をもたらし、27 日は目に見えて道路の崩壊が進行した。同日、村当局は現場への立入りを禁止する勧告を出し、調査は一時中断されることとなった。調査の再開は 11 月をまたねばならなかった。



Ph.1 村道阿波連線被災地全景(琉球新報社提供)

2. 災害規模

渡嘉敷島は慶良間諸島最大の島で、南北方向 7.5km に延び、幅は約 2km である。南北中央部のやや南寄りの位置は西側に深い入り江を持ち、細くくびれており、湾奥には渡嘉志久ビーチがある。

同ビーチ背後の丘陵地を通過する区間で地すべり被害が発生した。地すべりの発生規模は、幅 140m、長さ 150m、厚さ 20m である。(図-1、図-2 参照) 村道阿波連線は 1 次すべりの頂部を通過する位置に敷設されていた。

この区間の村道は片切土・片盛土で建設されており、山手側には落石防護柵付きの重力式擁壁が、谷側には間知ブロック積擁壁と景観広場を確保するためのアンカー付杭土留め壁が構築されていた。

村道阿波連線はおよそ 120m の区間で被災を受け、同区間は完全に通行止めとなった。

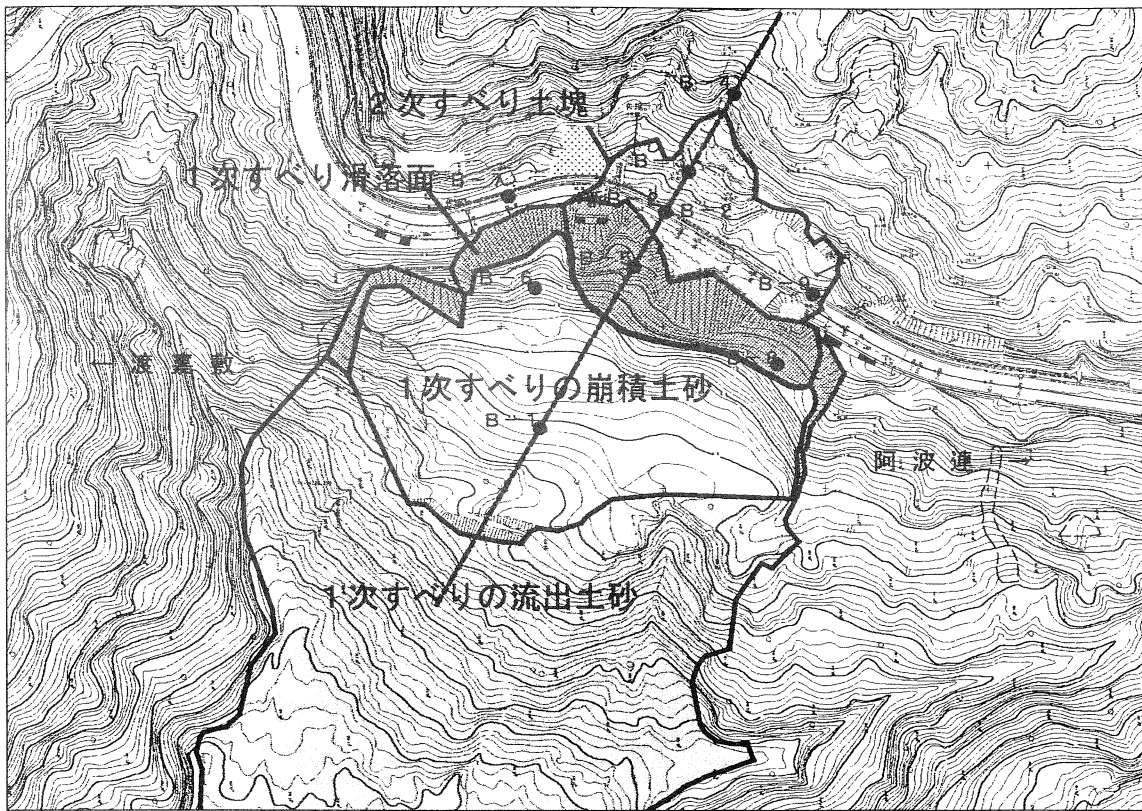


図-1 地すべり平面図

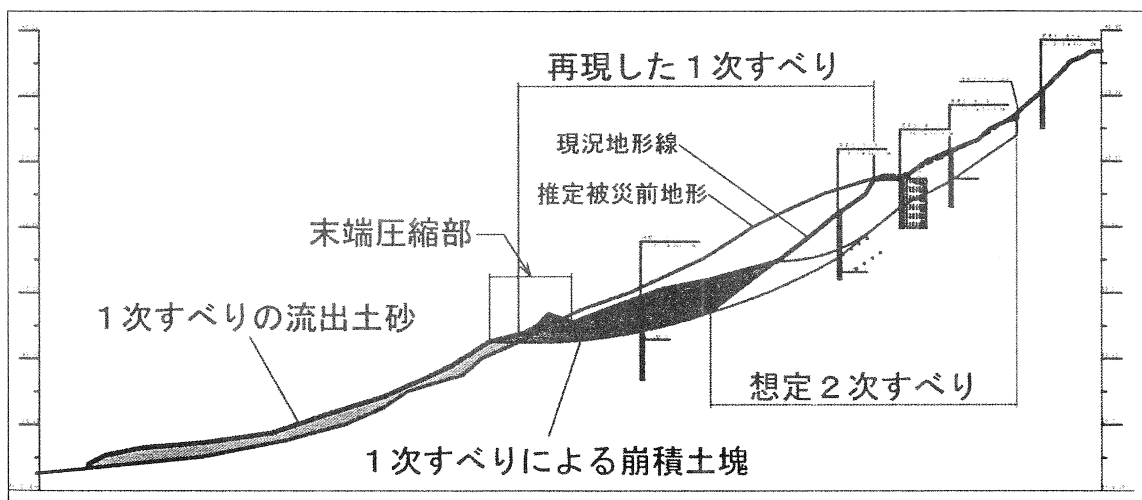


図-2 地すべり解析断面図

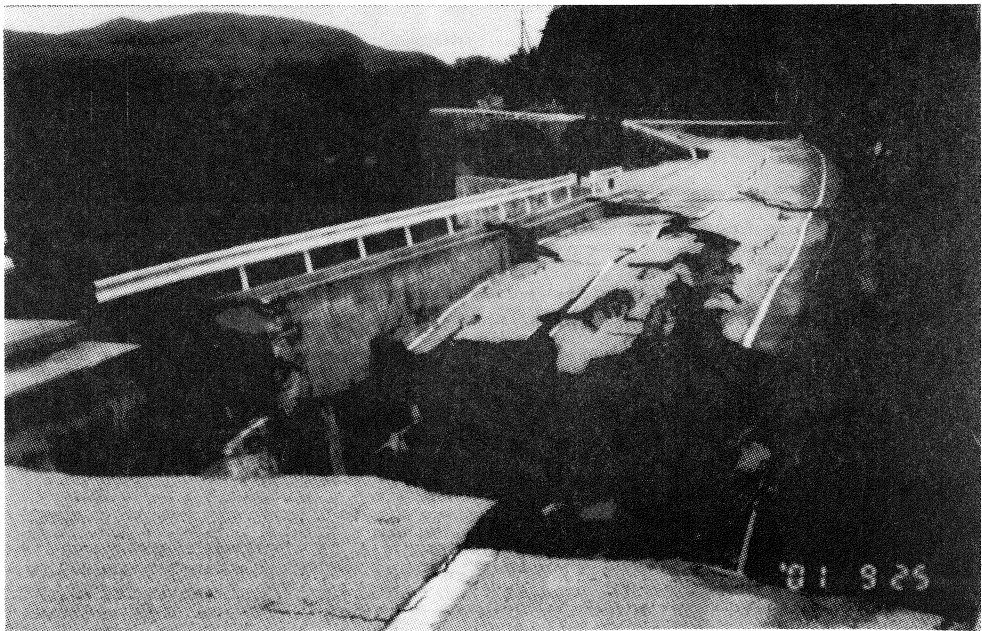
3. 被害状況

道路はおよそ 120mの区間に渡り 1.5m余りも沈下し、谷側に数m変移した。特に阿波連側では、アンカー付杭土留め壁の一部が倒壊し、狭小で深い溝が形成された。

Ph.2 と Ph.3 は、道路の被害状況の代表的写真である。



Ph.2 道路の決壊状況、幅員の広い部分は景観広場
(渡嘉敷側から阿波連側を望む。)



Ph.3 道路の決壊状況、手前は擁壁の倒壊による深い溝。
(阿波連側から渡嘉敷側を望む。)

4. 迂回路の建設

村道阿波連線は阿波連集落と他地域を結ぶ唯一の路線であり、まさにライフラインと言えるべきものである。道路の寸断により、通学や物資の運搬は海路が主体となり、阿波連地域の人々は、かなりの不便を被ることとなった。

道路の復旧には少なくとも2年が見込まれたため、早急に迂回路を建設することとなった。

迂回路は図-3に示す3ルートが選定され、阿波連と渡嘉志久を結ぶ最も西寄りの3案が採用された。西寄りルートは砂岩層の丘陵地を蛇行する形で敷設され、区間延長は0.84kmである。

工事は阿波連地域の人々の不便を一日も早く解消するため急ピッチで実施され、工事開始後から54日後の平成13年11月25日には、1日3回の時間帯制限付きの暫定的な開通がなされた。平成14年1月23日には、幅員3m、すべり止め舗装、ガードレールを付帯した迂回路が開通した。

ちなみに、この迂回路は国土交通省予算で実施した迂回路としては、最大規模のものである。

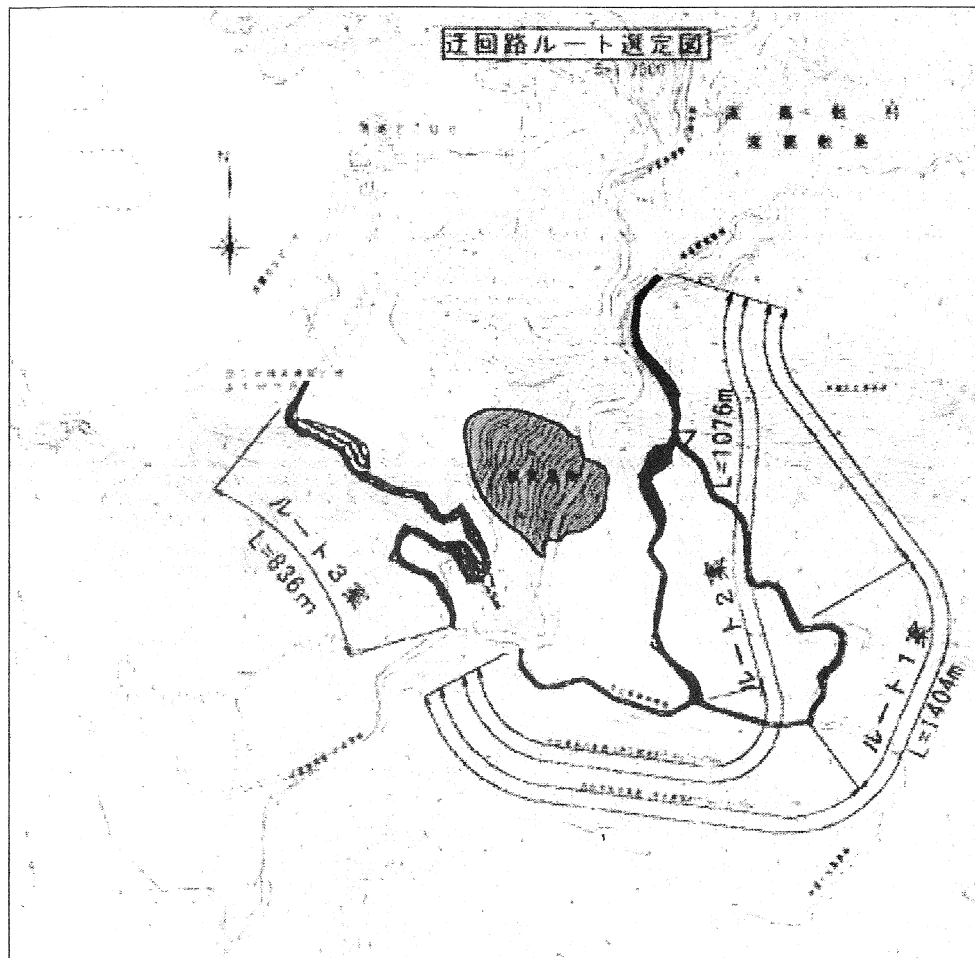
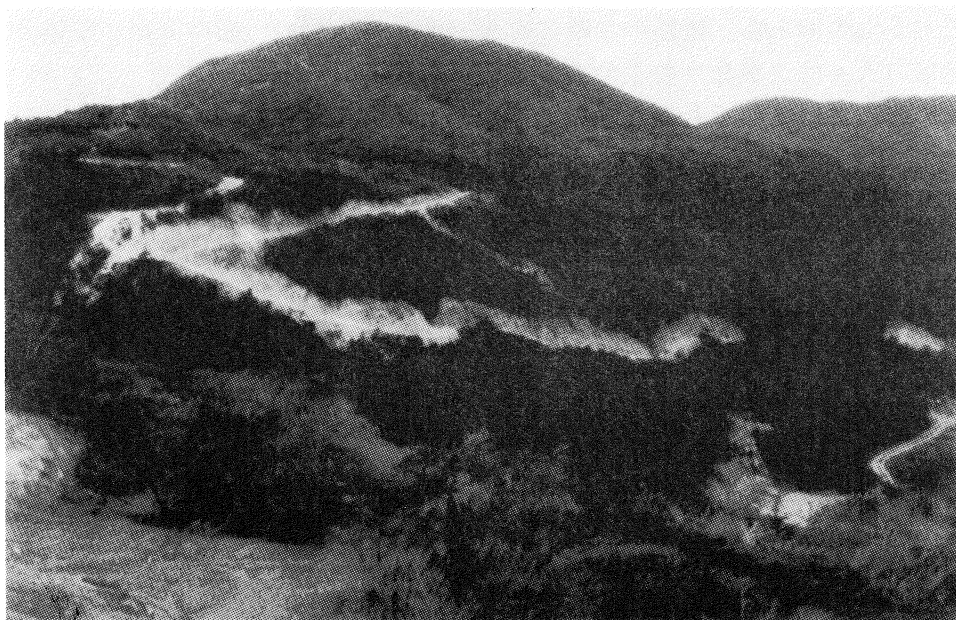


図-3 迂回路ルート選定案



Ph.4 建設中の迂回路、白く見える地質が細粒砂岩



Ph.5 完成後の迂回路、のり面保護工とすべり止め舗装の様子

5. 解析手法

被災前の地盤データがないので被災時の状況を時系列的に推定し、各種パラメータを確定させ対策工規模（必要抑止力等）を決定した。

図-4 に安定解析の流れ図を示す。

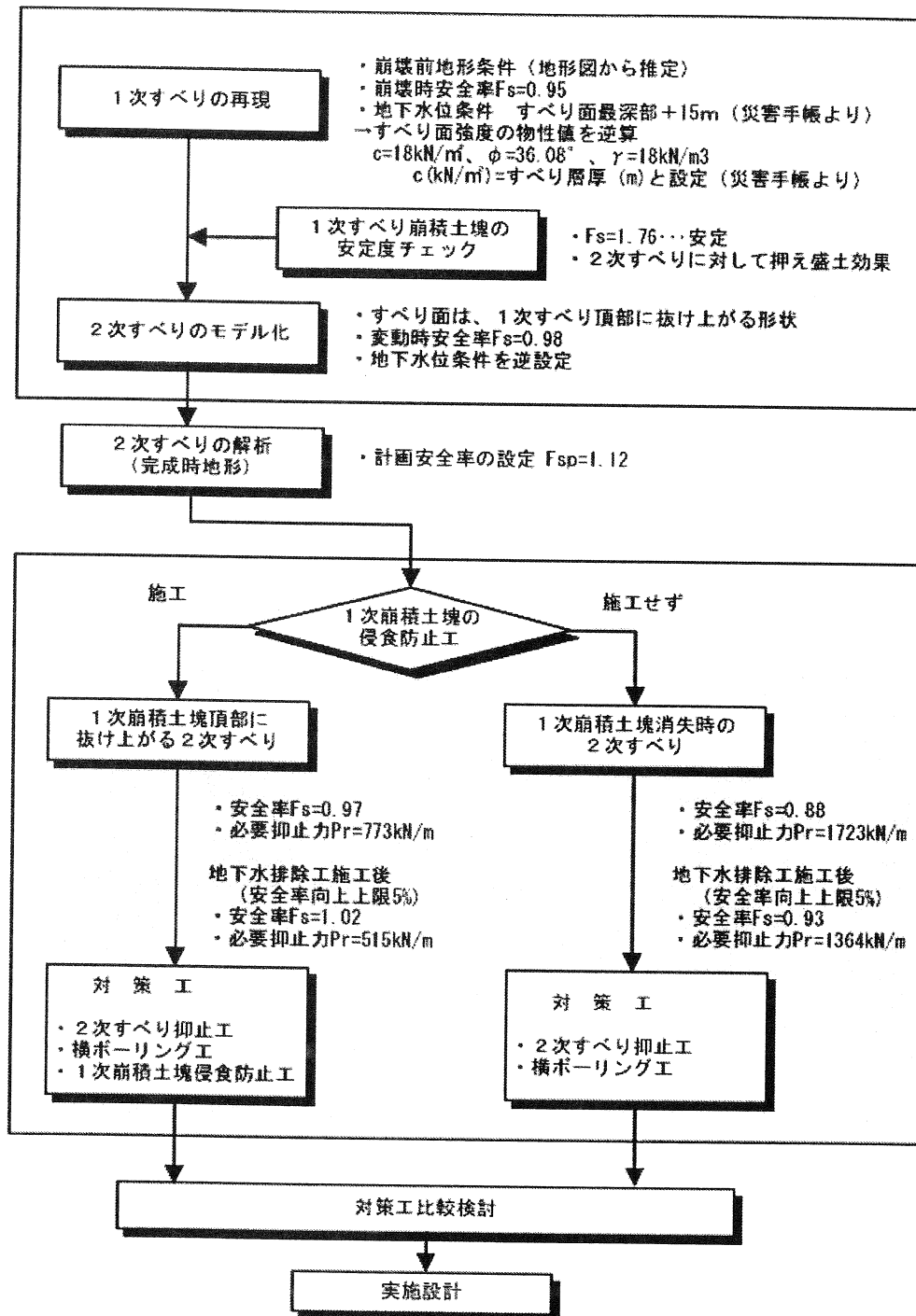
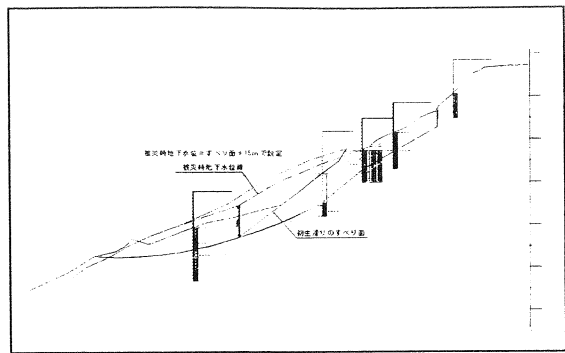


図-4 安定解析の流れ図



1次すべりの再現（すべり面強度の逆算）

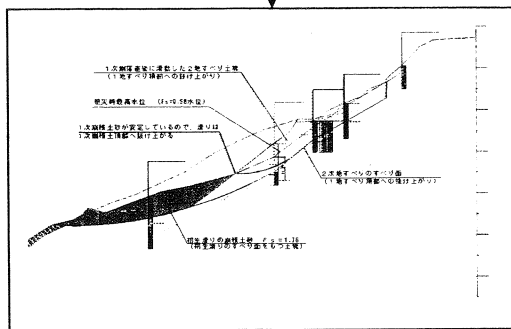
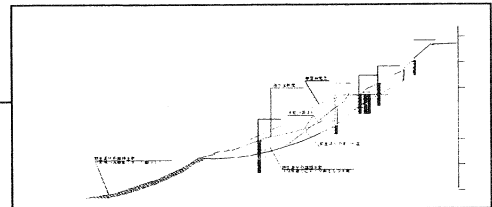
- ・ 崩壊前地形
- ・ 崩壊時安全率 $F_s=0.95$

すべり面強度

$$c=18\text{kN/m}^2, \phi=36.08^\circ$$

1次すべり崩壊土塊の安定度チェック

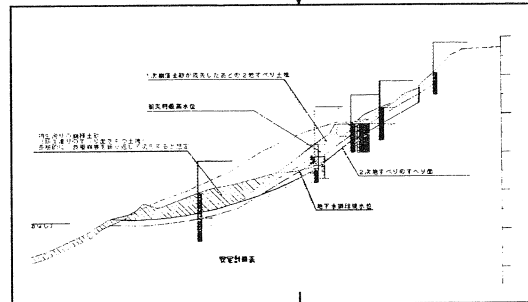
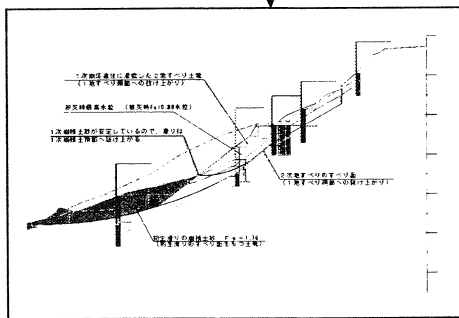
$F_s=1.76\cdots$ 安定；2次すべりに対して
押え盛土効果がある



2次すべりの再現（地下水位条件の逆設定）

- ・ 変動時安全率 $F_s=0.98$
- すべり面強度は1次すべりと同じ
- 地下水位条件を逆設定

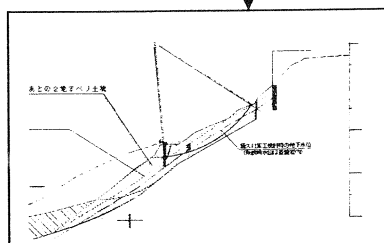
2次すべり解析モデルの確定



2次すべりの対策工選定

必要抑止力の算定

- ・ 計画安全率 $F_{sp}=1.12$
- ・ 1次崩壊土塊の侵食防止工有無
- ・ 地下水排除工効果の算入



2次すべり土塊内の円弧滑り

- ・ 仮設時 $F_{sp}=1.05$
- ・ 恒久対策時 $F_{sp}=1.12$

図-5 安定解析流れ図の
図解

6. 復旧工法

前節の解析手法で見るように、1すべりはすべりきっており、安定である。対策工法の対象は2すべりに限定される。この場合、1すべりの崩落土砂に押え盛土機能を期待するかどうかで、2すべりの必要抑止力が大きく変化する。本件では、今後の降雨による侵食・流出、さらに民地であることから、その機能を期待しないものとした。

対策は図-6に示すようであり、アンカー工法を主体としたものである。2すべりに対する必要抑止力を道路下段のアンカーで受け持たせる。

道路自体はアンカー付親杭工法で復旧し、壁面は二次製品パネルを用いる。この擁壁のアンカーは一般的な土圧に対抗するものである。

また、工事中の仮設断面形成の際に、道路山手側の小すべりが新たに発生すること予測されることから、これに対し道路上段のアンカーで止める計画である。

村道の復旧工事は現在進行中であり、平成16年3月に完成する予定である。

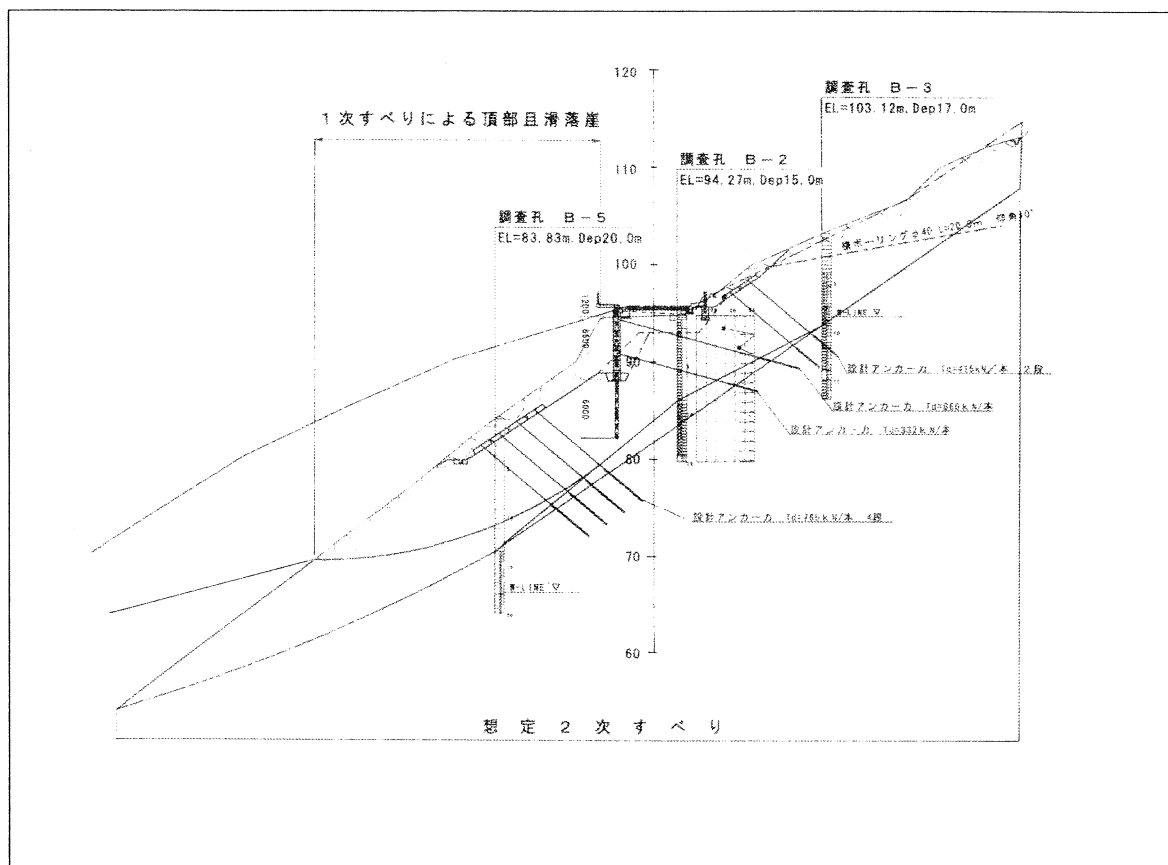


図-6 復旧工法標準断面図

7. おわりに

本業務の成果は、国土交通省、沖縄県、渡嘉敷村役場との協同作業の賜物である。御指導・ご便宜をいただいた関係各位に謝意を表するものである。

村道阿波連線の本設工事は現在も進行中であり、工事の安全を祈願する次第である。

8. 盛土斜面で発生した地すべりの安定解析

琉球大学大学院

○比嘉 優

琉球大学農学部

宜保清一・中村真也

(株)清光研究所

吉沢光三

1. はじめに

傾斜地の盛土斜面は十数年を経て豪雨により地すべりを起こすことが多い。この種の地すべりは、強度の低下と間隙水圧の上昇が原因で発生した盛土層内の崩壊と見なされがちである。沖縄、西原町の運動公園地すべり^{1,2)}は、島尻層群泥岩の傾斜地盤に他所からの泥岩土を転圧盛土した造成斜面が不安定化したものである。盛土泥岩の強度低下に加え、基盤泥岩の強度低下が本地すべりの発生メカニズムを考える上で重要であるので、すべり形態、すべり面状況を十分に把握するとともに、基盤風化泥岩および盛土泥岩のせん断強度特性を明らかにし、解析に反映させる必要がある。

ここでは、すべり面において動員される強度の把握とすべりの発生メカニズムの解明をめざして、すべりの形態、すべり面の状況およびせん断強度測定結果を勘案して安定解析を行い、結果について検討した。

2. 西原運動公園地すべり

本地すべりは、長雨後の集中豪雨（時間雨量 5.85cm）が引き金となって発生した¹⁾。地すべりの規模は、斜面長が約 40m、幅が約 45m、斜面平均勾配が 23°である。頭部には、高さ 4.5m の滑落崖が形成され、末端部の擁壁は約 3m 水平に移動した。地すべり地は、18 年前に 15°～20°の傾斜地盤上に約 10m 盛土した造成斜面で、基盤は、2～3m の層厚の強風化泥岩が全域に及ぶ。背後には広い集水域があり、盛土層と難透水性の強風化泥岩との境界面付近は浸透水の影響により弱化していたことも認められている。

3. せん断強度

採取した弱風化泥岩、強風化泥岩および盛土泥岩の不攪乱ピーク強度、完全軟化強度および残留強度を表-1に示す。

表-1 各泥岩試料のせん断強度

試料	ピーク強度		完全軟化強度	残留強度*
	c_f' (kN/m ²)	ϕ_f' (°)	ϕ_{sf} (°) ($c_{sf}=0$)	ϕ_r (°) ($c_r=0$)
弱風化泥岩	120～204	34～45	29.9 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)	11.6 ($\sigma_n' = 30\sim 150\text{kN/m}^2$)
強風化泥岩	23～33	22～34	28.2 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)	10.6 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)
盛土泥岩	8～12	36～39	30.3 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)	11.3 ($\sigma_n' = 30\sim 150\text{kN/m}^2$)
				9.1 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)
				24.2 ($\sigma_n' = 30\sim 100\text{kN/m}^2$)
				23.59 ($\sigma_n' = 200\text{kN/m}^2$)

*残留強度の測定は多段階載荷方式による。一段階載荷方式で得られる値より小さくなる傾向がある^{3,4)}。

4. 安定解析

すべり停止直後およびすべり発生時の縦断面図を図-1に示す。すべり面は斜面の変状およびボーリングコアを

基に確定し、地下水位は調査時の最高水位を示してある。すべり前の地形は既存資料から確定した。解析は、すべりブロックを二次

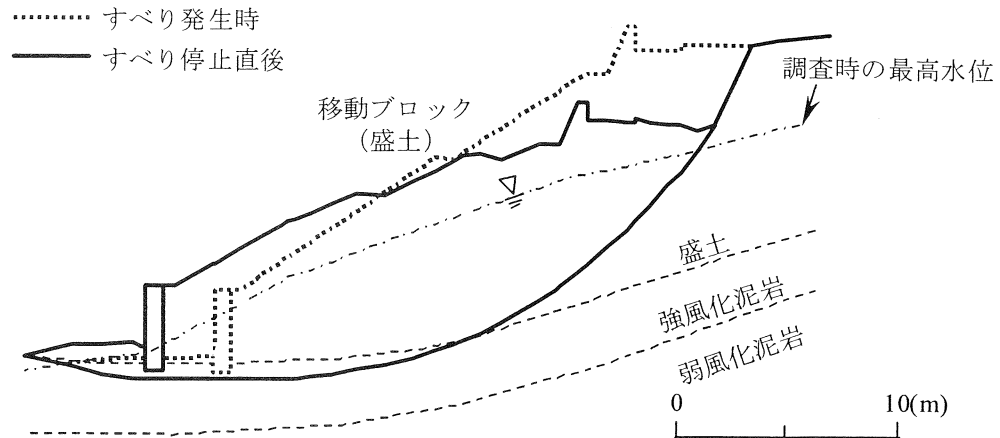


図-1 すべり発生時および停止直後の安定解析のための縦断面図

元で取り扱い、修正簡便法を用いて行った。

①すべり発生時：発生初期にはすべり面付近土のピーク強度または完全軟化強度が関与する。施工後十数年の間に盛土層と基盤強風化泥岩との境界面付近が浸透水の影響により弱化していたことも認められているので、強風化泥岩の完全軟化強度および残留強度が発生メカニズムを解明する上でキーとなる。すべり面の盛土泥岩部にそのピーク強度 ($c'_f = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot \phi'_f = 37.5^\circ$) を、強風化泥岩部にその完全軟化強度 ($\phi_{sf} = 28.2^\circ$ ($c_{sf} = 0$)) を適用して安定計算を行った。安全率 F_s は、実測最高水位で $F_s = 1.23$ となり、地下水位を地表面とした場合は $F_s = 0.81$ となった。一方、後者の水位の下、すべり面の強風化泥岩部にそのピーク強度を適用すると $F_s = 1.18$ となった。強風化泥岩上層部が地下水の影響により完全軟化強度近くまで強度低下し、今回の連続降雨および豪雨により地下水位が地表面付近まで上昇してすべり発生に至ったと推察される。

②すべり停止直後：滑落崖の状況および擁壁の移動状況より、すべり面全域において 1m 以上の移動量があり、すべり面の強度は強風化泥岩部および盛土部のいずれにおいても残留強度にまで低下していたことが推察される。残留強度定数は垂直応力のレベルによって異なるので³⁾、解析では、すべり面における土かぶり圧に基づいて $\sigma'_n = 30 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ の垂直応力レベルで得られた値 (表-1) を用いた。実測最高水位での安全率は $F_s = 0.65$ で、地下水位を地表面とすると $F_s = 0.49$ となった。 F_s がかなり小さく得られたが、この原因として、多段階載荷方式によって求めた残留強度定数を適用したこと、および地すべりの三次元的形状の影響が小さくないことが挙げられる。一方、強風化泥岩および盛土泥岩の完全軟化強度を適用した場合、 $F_s = 1.37$ (実測最高水位)、 $F_s = 1.18$ (地下水位=地表面) となり、一見実状に近い結果となった。しかし、すべりの移動状況を考えると、すべり面は残留状態にあると見なすべきで、完全軟化強度単一の適用は現実的でない。

本研究は科学研究費補助金 (課題番号: 13660247) の補助を受けて実施したものである。

参考文献

- 1) 宜保ら, 第14回沖縄地盤工学研究発表講演集, pp.42~45, 2001.
- 2) 比嘉ら, 第41回すべり学会研究発表講演集, pp.31~34, 2002.
- 3) 宜保ら, 平成11年度農業土木学会講演会講演要旨集, pp.594~595, 1986.
- 4) 中村ら, 地すべり, 37(3), pp.18~24, 2000.
- 5) 中村ら, 地すべり, 36(1), pp.28~34, 1999.

9. 島尻層群における斜面変状と長期変位に関する考察

上原地盤工学研究所 すべり・崩壊分科会

応用地質(株) 有吉 俊光 岡三リビック(株) 桃原 強
(株)ホープ設計 我那覇 忠男 (株)海邦技研 仲吉 邦昇
(株)大地エンジニアリング ○吉村 康信

1. はじめに

沖縄中南部に広く分布する更新世～新第三系の島尻層群は、低固結の砂岩あるいは泥岩からなる堆積岩類で構成される。その中でも泥岩は、沖縄本島における地すべりの素因となっている地質であり、台風時には地すべりや崩壊の発生源となっている。今回、知念半島でみられた島尻層群分布域での斜面変状個所について長期変位を観測し、変状の特徴と発生機構について考察した。



図1-1 現場の位置（沖縄本島南部）

2. 地形・地質

現場は、知念半島北東側の海に面する斜面である。空中写真による地形判読結果によれば、付近では、琉球石灰岩がなす台地と、その縁辺部の急崖および海岸に至る斜面からなり、図2-1に示すように地すべりを示唆する地形を判読できる。

斜面の地質は、島尻層群新里層の泥岩および崩積土である。泥岩を基盤として粘性土からなる崩積土が被い、地表には頭部から崩落した石灰岩の岩塊が点在している。

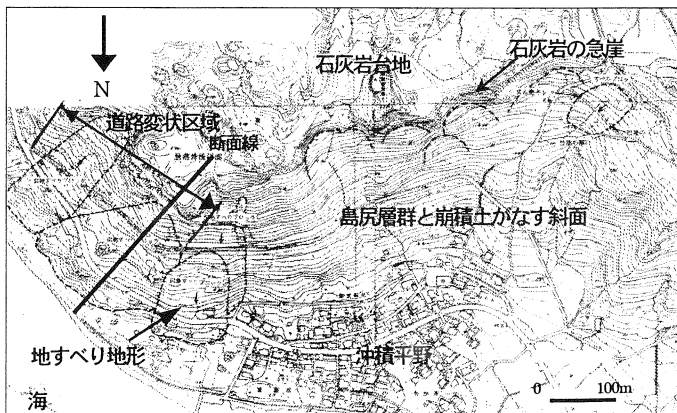


図2-1 地すべり地形判読結果

図2-2に付近の模式断面図を示した。

斜面頭部には、塊状の琉球石灰岩が急崖をなし、斜面脚部から湧水が見られるところがある。

斜面の勾配は、概ね20°で斜面末端まで一様な傾斜をなす。また、石灰岩からなる巨大な岩塊が斜面の中腹に残存する。

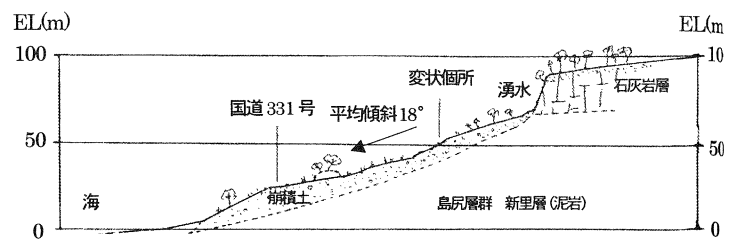


図2-2 模式断面図

3. 斜面変状

図3-1および図3-2は、斜面中腹の道路で見られた変状である。地形等高線方向と同方向の平行なキレツが特徴的で、道路直行方向のキレツがなく、道路海側および山側に設けられた擁壁にもほとんど変状が認められない。道路以外は、植生が厚く、変状の平面的な確認が出来なかった。特徴を整理すると以下のとおりである。

- 1) 地すべり地形とキレツの分布が調和的ではない。
つまり、ブロック境のせん断キレツが見られない。
- 2) 道路に隆起や陥没の兆候がない。(擁壁背面の沈下は部分的に見られるが。)
- 3) ほとんどが地形とほぼ平行なキレツである。

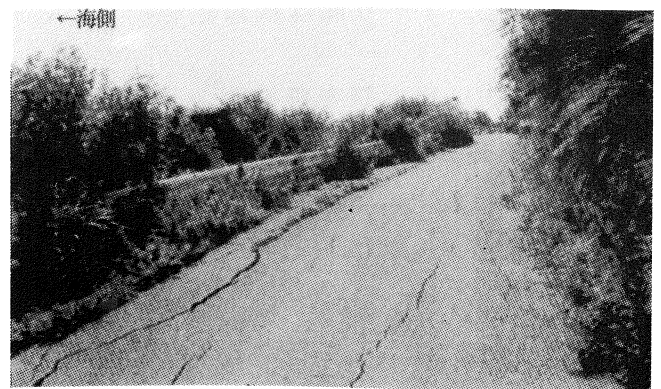


図3-1 島尻層群斜面の道路変状

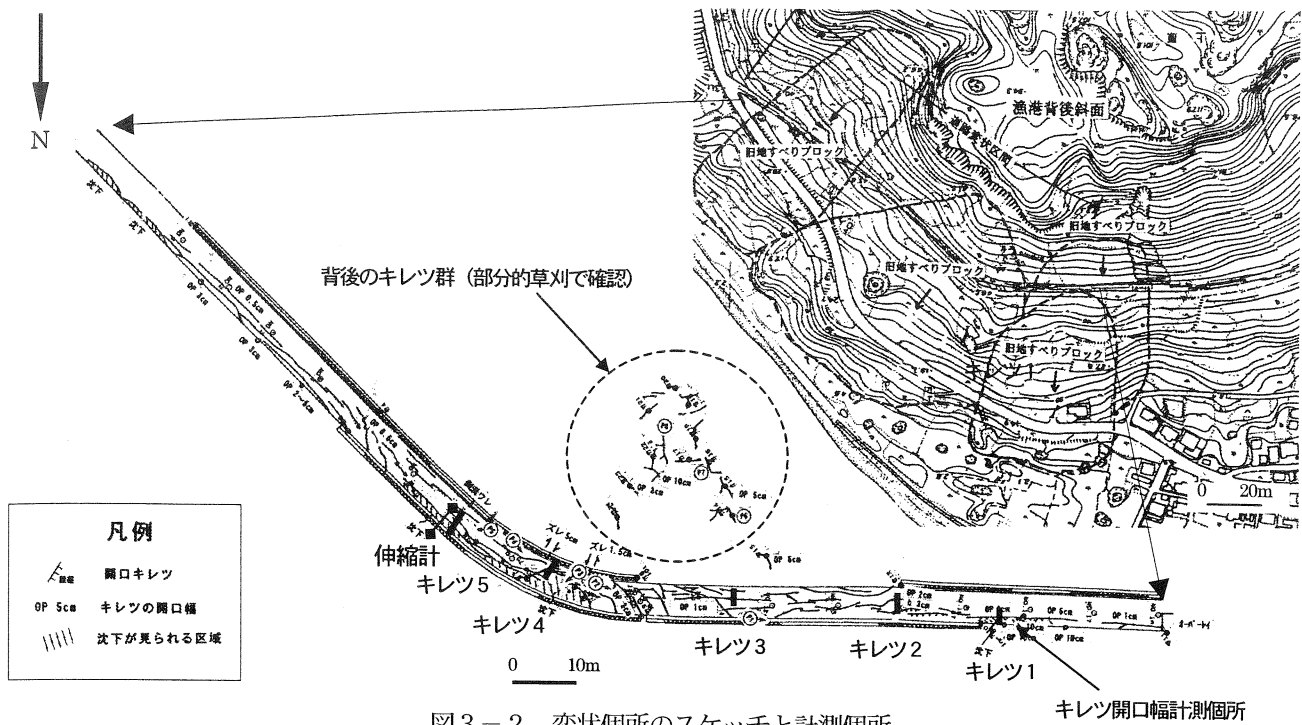


図3-2 変状個所のスケッチと計測箇所

4. 変状原因の推定に向けた計測

変状の原因を推定するため計測を行った。内容は以下のとおりである。また、計測位置を図3-2に示す。

- ・地表面の伸縮 1箇所
- ・キレツの開口幅 5点

地表面の伸縮に対し地表面伸縮計を、キレツの開口幅に

対し、地面に打ったピンの距離を定期的に計測した。

伸縮計のワイヤー長は2mである。路肩の擁壁に記録機を、キレツを挟んだ反対側の地表面にワイヤーの端を固定し地表の変位量を計測した。

図4-1に伸縮計の計測結果を、図4-2にキレツ幅の計測結果を示す。地表面伸縮計の計測期間は1年間(H13.9~H14.8)である。また、降雨量は、現場から西約7kmのアメダス(糸数)の記録を用いたものである。

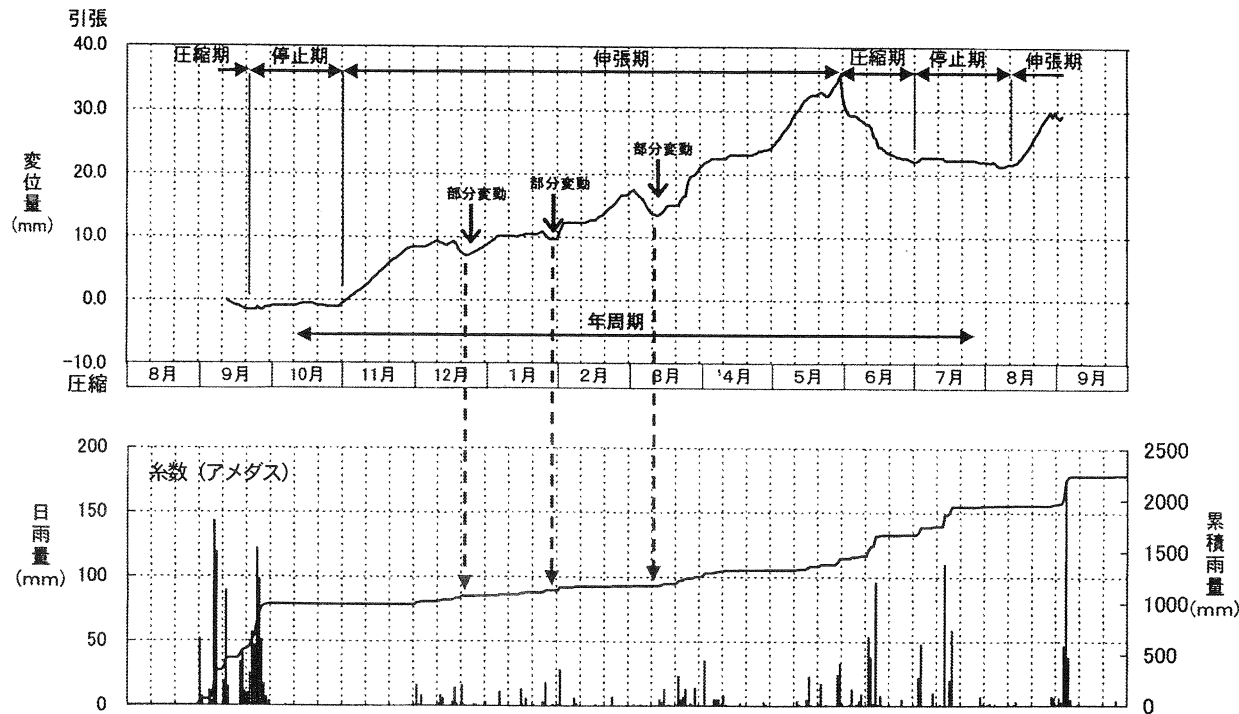


図4-1 地表面の長期変位計測結果

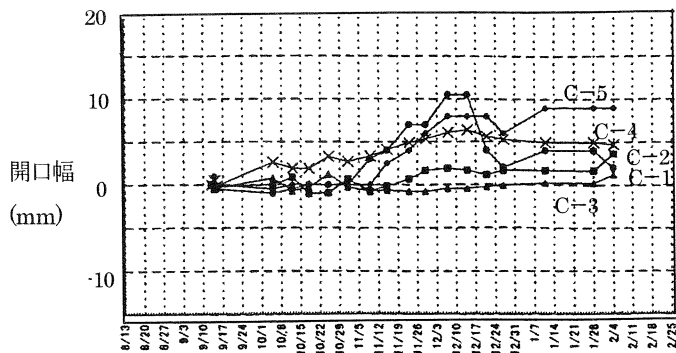


図4-2 キレツ開口幅の変化量

計測結果をまとめると以下のとおりとなる。

- 1) 伸縮計の累積変位量は 22mm (2m 区間) である。
- 2) 伸縮計変位に部分的変動と年周期の変動がある。
- 3) 部分的変動は降雨時に発生する。
- 4) 年周期の変動には季節的変動が認められる。
- 5) 年周期の変動は、圧縮期～停止期～伸張期がある。
- 6) 変位の停止期が雨期である。
- 7) キレツの幅の変化は 1～10mm と場所的变化に富む。
- 8) キレツ幅の変化が大きい個所ではキレツ頻度も高い。
- 9) キレツ幅は全体に進展傾向であるが、あるものは一時的に閉じ傾向を示すものもある。

5. 変状原因

これらの変状原因を計測結果から推定してみる。

伸縮計の長期変位の傾向から、以下が推測できる。

- 1) 雨期の初期に道路背後から圧縮力が作用する。
- 2) 停止期は圧縮期から伸張期に移行する中間期、つまり圧縮と引張の均衡状態を示す時期である。
- 3) 緩慢な伸張変位が連続する時期は、少雨に鋭敏に反応し部分的変動を繰り返す。つまり、斜面の変位は、長期的移動と台風などによる短期的な降雨が誘因となった移動を含んだ複合的変位である。
- 4) 変位は圧縮と引張りの両方を伴っている。したがって、圧縮域と受動域の場所が移動している。
- 5) 年周期の変位は圧縮期と伸張期を伴うが、全体としては伸張傾向であり、キレツの主たる発生原因と考えられる
- 6) 道路背後からの圧縮力は石灰岩からの浸透水による斜面頭部の不安定化によるものである。
- 7) 斜面は速度の場所的違いを生じながらも停止することなく緩慢に移動している。
- 8) 斜面変位が年間を通じ連続するので、斜面内部には常に高い地下水位が残留している可能性をもつ。

9) 斜面の移動はキレツ分布の特徴から面的広がりをもつものと判断できる。

以上は、ひとつの仮説である。しかしながら、斜面の形成後、斜面は伸縮を繰り返しながら長期にわたって緩慢に移動し、現在の動きはその延長にあることは間違いないものと考えられる。

斜面の移動量は、伸縮計の計測値から、伸縮計ワイヤーを張った 2m 区間で年間 22mm である。おおざっぱな算定であるが、斜面頭部から海岸付近までの斜面長約 200m に対し約 200cm の移動量（歪量 1%、0.6cm/日）となる。加速的移動を伴わないので斎藤による斜面のクリープ理論では、現在は 2 次クリープ段階と見られる。

斜面の移動機構を仮説に準じ模式的に示すと図 5-1 のとおりとなる。

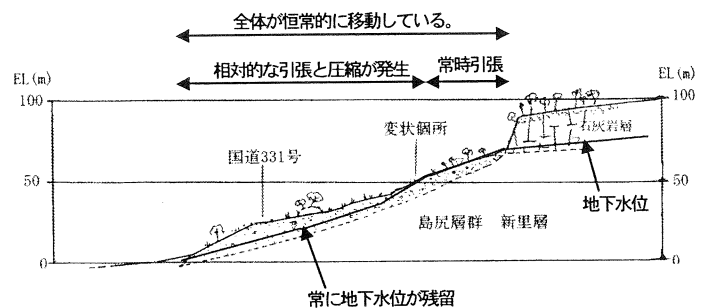


図5-1 変状発生機構の推定図

6. 斜面の緊急性

当斜面の変動に対する緊急性について、崩壊までの余裕日数予測法を用いおおまかな予知を行ってみる。

図 6-1 の経験的図表は、高速道路調査会による研究成果に当現場の値を加筆したものである。

移動速度 0.6cm/日を用い、以下の式によって崩壊までの余裕日数を求めると約 30 日となる。

$$T_R \cdot V \cong 20$$

ここに

T_R : 崩壊までの余裕日数 (日)

V : 移動速度 (cm/日)

この式は、最終的に移動速度が加速し、斎藤によるこの第 3 次クリープ段階に至るモデルを想定したものであるが、斜面は崩壊に至っていない。その原因は、斜面がブロック化し一体となって移動する形態ではなく、部分的な変動の繰り返しであること、斜面末端が海岸に

達し斜面全体の崩壊に至る地形条件が備わっていなかったためと分析している。

果は得ることが出来たものと思われる。

今後も当現場での計測を継続し、島尻層群分布域での斜面変動について観察を続ける方針である。

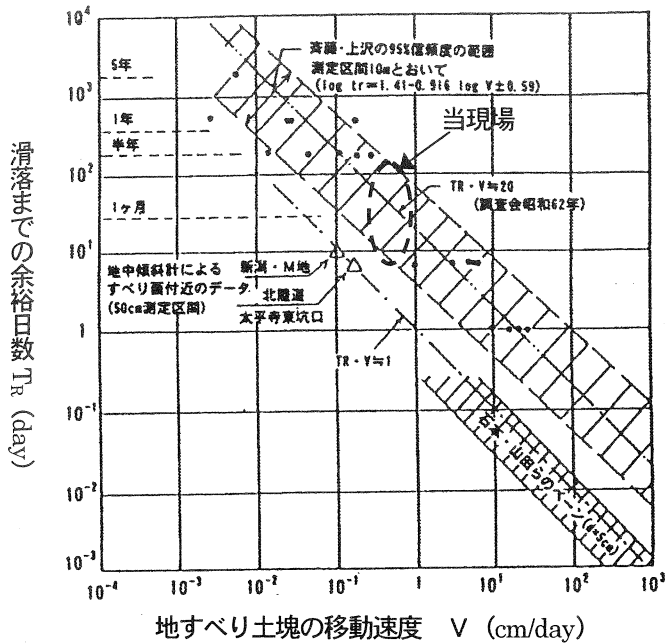


図6-1 移動速度と滑落までの日数の関係
(高速道路調査会資料に加筆)

7. おわりに

島尻層群分布域の斜面変状について、伸縮計による長期変位の計測結果と付近の地形条件および変状の特徴などから発生機構の推定を試みた。当現場での斜面の特徴を簡単にまとめると次のとおりとなる。

- 1) 斜面の傾斜角が20°前後と緩い。
- 2) 地質は泥岩を母岩とする崩積土である。
- 3) 変位が緩慢で加速的変動が見られない。
- 4) 周期的に一年中変動する。
- 5) 降雨発生時の移動量変化が軽微である。
- 6) 同じ場所で圧縮と伸張を繰り返す。

以上のような特徴が、島尻層群分布域における斜面変状を代表するものか否かは分らないが、島尻層群における斜面変状の一つの形態が確認できた点で意味があったのではないと思われる。今回のような斜面では、長期にわたって緩慢な変位が進行しているものと考えられ、斜面对策にあたり、変状の範囲が不明瞭で変動が軽微であっても、それを軽視することなく長期的かつ広範囲の観察を行う必要があることを提言したい。また、今回の計測内容で斜面の移動機構を論じるに十分ではないが、機構解析に向けた具体的作業を行う第1段階としての成

10. 市街地での締固め砂杭工法の近接施工例と変位対策について

不動建設株式会社 大林 淳

〃 〇鈴木 亮彦

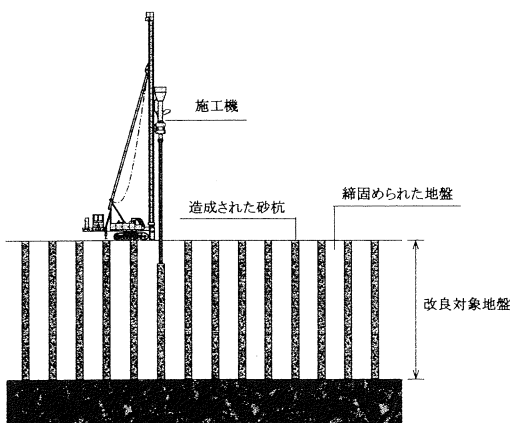
1. はじめに

近年の建築基礎における液状化対策工事の多くは市街地の非常に狭いエリアでの施工であり、その敷地境界外には例外なく近接して構造物がある。したがって、対策工法として最も一般的な締固め砂杭工法（以下、SCP工法）を適用する場合の多くは、施工時の変位が問題となってくる。本報告では、それらの施工条件の中で行った工事事例および最近の実績で効果を挙げた近接施工方法について記述する。

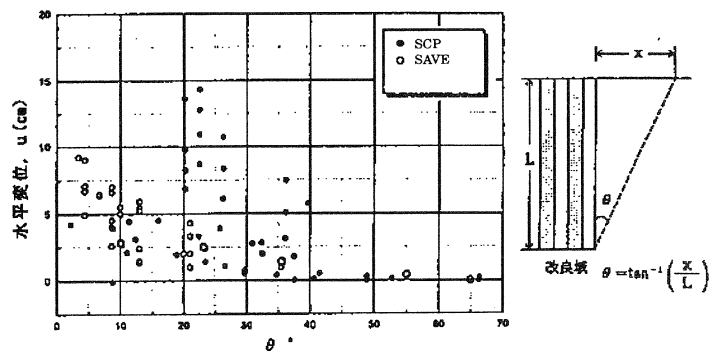
2. 静的締固め砂杭工法

本報告で記述する液状化対策工法は、SCP工法的一种である静的締固め砂杭工法（以下、SAVE工法）である。本工法の大きな特徴は、従来のSCP工法では、大型の振動機を用いるため避けられなかった振動・騒音が、静的な駆動機構に替えることにより大幅に低減されたことである。市街地では現場の周囲が民家等に囲まれているため、周辺環境を考慮した本工法が主に用いられる。

なお、改良原理および出来型は従来のSCP工法と同一であり、地盤中に砂を圧入することによって地盤を締固めて液状化を防止する工法であるため（図－1参照）、施工時には周辺地盤の変位を伴う。これまでの実績による変位量は図－2¹⁾に示す通りであり、SCP工法と比べてSAVE工法は、若干、発生変位が小さくなっている。



図－1：SAVE工法 施工模式図



図－2：締固め工法による周辺地盤の変位量

3. 液状化対策 近接施工事例

表－1に建築基礎の液状化対策においてSAVE工法を適用した近接施工事例を示す。また、以下には①～④の各工事における特筆すべき点を挙げる。

表-1:SAVE工法 建築基礎液状化対策近接施工事例一覧表

No.	工事名	工 法	改良仕様			近接 構造物	離隔 距離
①	A現場	SCP SAVE	□1.8	φ400: 1.9~9.9 φ700: 8.5~16.5	ΣL=1,4731m	共同溝	5m
②	B現場	SAVE	□1.8	φ400: 2.0~8.9 φ700: 9.1~16	ΣL=24835m	共同溝 新交通橋脚	5m
③	C現場	SAVE	□1.6	φ400: 1.5 φ700: 8.5	ΣL=10245m	都営住宅	2~3m
④	D現場	SAVE GD	□2.2× 2.3	φ400: 1.7 φ700:10.5	φ400:224m φ700:1,386m	木材工場 道路	1.8m

SCP: 締め砂杭工法
 SAVE: 静的締め砂杭工法
 GD: グラベルドレーン工法

① A現場 , ② B現場

本現場は近接構造物として共同溝、新交通橋脚があった(図-3)。変位対策として変位吸収孔を供用し、動態観測を行いながら施工した。変位吸収孔とは図-4に示すように、改良範囲の外側にオーガー削孔機を用いて空掘りの穴を事前に準備しておき、砂杭打設時にはこの部分がクッションとなって変位を抑制するものである。この変位対策の方法は以前から用いられており、通常φ500程度の穴を1m間隔ごとに準備しておくことが多い。この結果、近接構造物に対して有為な変位を与えることなく施工を終了した。

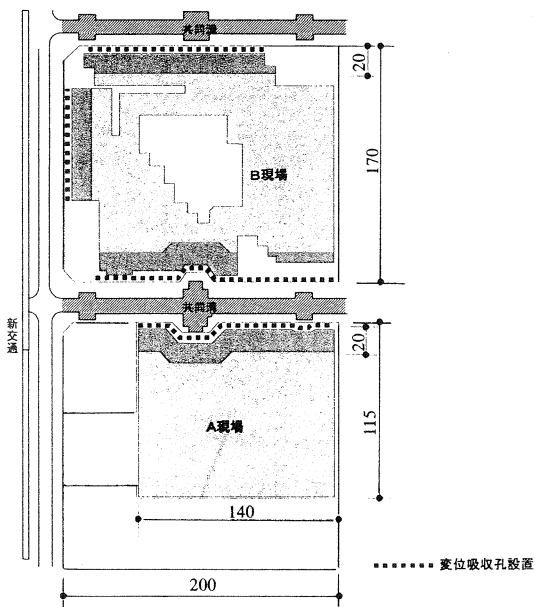


図-3: A現場, B現場平面図

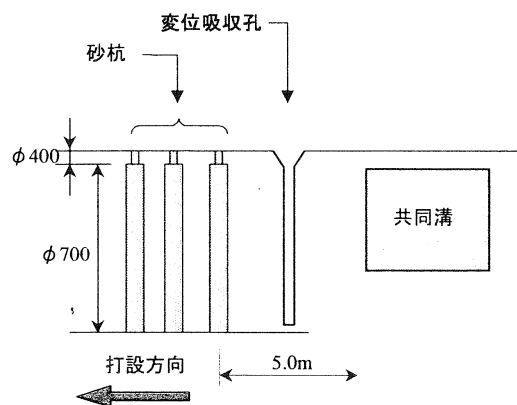


図-4: 変位吸収孔 模式図

③ C現場

本現場では近接構造物として都営住宅、道路、駐車場が隣接していた。建築構造物の液状化対策では、建物直下の外周も余改良エリアとして改良を施していることが多い。このエリアの役割は、地震時に周辺の間隙水圧が上昇した場合、構造直下にその影響が伝播しないようにするものである。通常、改良深度に対して1/2程度となる長さを余改良の幅としているが、近接構造物までの距離が短い場合には、出来るだけ幅を狭める必要がある。そこで、近年では、このエリアに透水性の良い碎石を用いて2列の杭を造成することによって、余改良とするケースが増えてきている。これは、周辺の間隙水圧が上昇しても、碎石杭から排水されることによって速やかに水圧が消散する効果を考慮してのことである。本現場でもこの方法を用いて近接構造物からの離隔を確保し、施工を終了した。

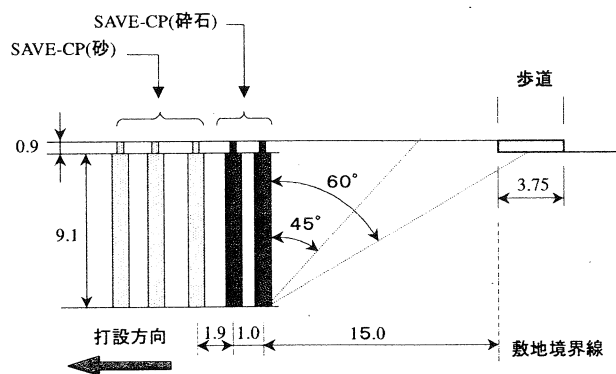


図-5 : C現場 断面模式図

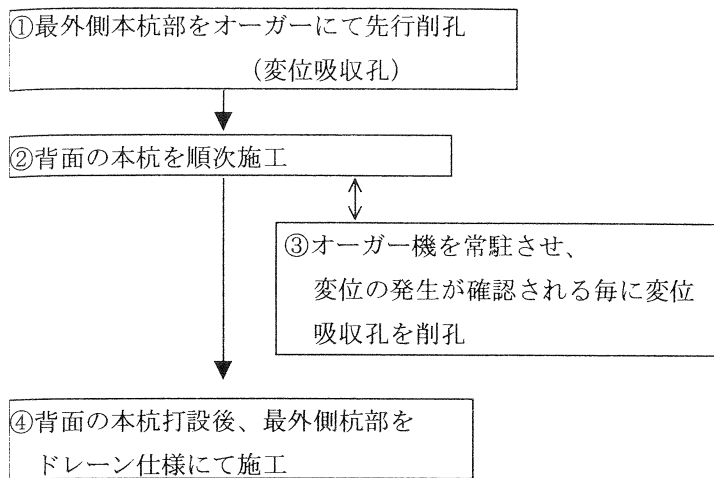
4. 最近の近接施工方法

最近建築基礎工事で実施された工事で実施した施工フロー図を図－６に、その模式図を図－７に示す。通常、変位吸収孔を用いる場合には改良域の外周部に設置するが、この方法では改良域内部に変位吸収孔を設置して砂杭を打設し、施工の最後に変位吸収孔部分に砕石杭（ＧＤ）を打設することとしている。以降に、この方法を用いた施工事例④について特筆すべき点を挙げる。

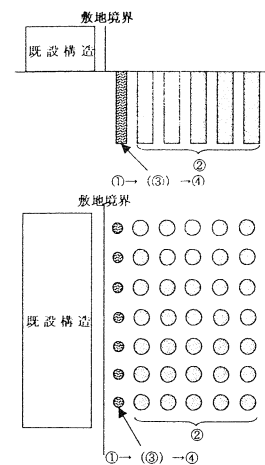
④ D現場

近接構造物（離隔距離1.8m）として木材工場、道路があった（図-8, 9）。当初設計の砂杭配置では、隣地に接近しすぎており打設不可能であったため、隣地境界からの離隔を見直した。変位対策として上記の方法を用いたが、隣地への変位影響を与えることなく施工を終了した。

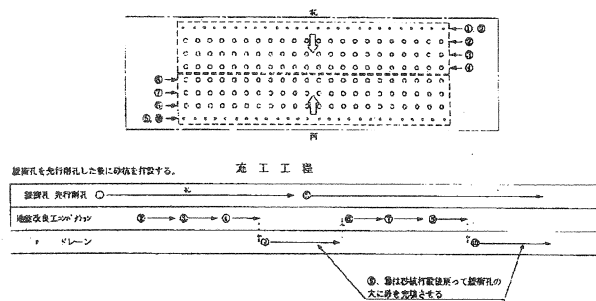
非常に狭い区域（18m×60m）における組立解体、使用材料置場、およびSAVE施工機とオーガー削孔機の2台による施工と厳しい条件であったが、市街地での液状化対策工事の課題の多くをクリアした現場であった。



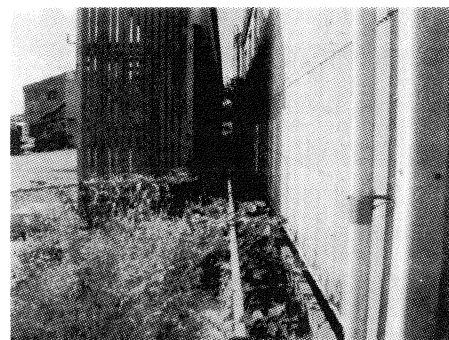
図－6：施工フロー図



図－7：近接施工模式図



図－8：施工順序



図－9：隣地との境界

5. おわりに

地震時の液状化現象の被害を食い止めるためには、本来市街地での対策が重要であり、対策工事の需要は阪神大震災以降、確実に増えてきている。しかし、隣接する構造物や狭隘な現場といった厳しい条件の中では施工上の課題も多く、これまでは施工不可とするケースや、非常に高価な工法を選択するしかないこともあったと思われる。本報告で述べたような施工上の工夫が、今後の市街地施工の参考となれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 和賀晃, 浅見靖伸, 深田久, 中井則之, 原田健二, 野津光夫: “静的締固め砂杭工法の締固め影響範囲”, 第33回地盤工学研究発表会, pp. 2159~2160, 1998.7

11. 伊良部架橋における地質調査について

宮古支庁土木建築課 土木第1係

○ 技師 赤嶺 涼一

技師 大城 尚司

1. はじめに

伊良部架橋は、沖縄本島那覇の南西約 250 km、石垣島の東北東約 100 km に位置する宮古島と伊良部島を結ぶ全長約 4.4 km の海上架橋であり、この橋が実現すると県下の海上架橋では最も長い橋梁となる。県下では初の着工準備制度による国庫補助事業により橋梁予備設計を行いながら、技術検討委員会の指導、助言のもと、橋種と構造形式の決定に向けて作業を進めているところである。今回は、これまで行ってきた土質調査から計画路線の地盤特性について発表するものである。

図-1 は伊良部架橋の計画ルートと土質断面図を示したものである。

計画路線の中央付近に-7.5m 程度の水深を有する約 120m 幅の“長山水路”があり、その周辺は造礁サンゴが発達した小海嶺の複雑な海底地形を形成している。

またこれまでの海上架橋区間は、島尻泥岩の上に琉球石灰岩が被る構成が主であったが、側面図に示すとおり、伊良部架橋の計画路線区間の主な地盤は、支持地盤となる島尻層の上に沖積砂礫層が存在する2層から構成されていることが特徴的である。

サンゴ礁は台風時などの強風波浪に対しては、自然防波堤的な役割を果たすとともに、一部は破碎される。さらに近年は“オニヒトデ”の被害で死骸化するものもある。これらのサンゴ遺骸を含んでいる地盤を「サンゴ礫混り土」と呼び、「沖縄の特殊土」の一つとして位置付けられており、土質分類や強度特性の評価などに不明瞭な部分が多い。

これらの点を踏まえ、上述した「サンゴ礫混り土」に着目し、また、橋梁の支持地盤となる「島尻層」も含めた調査結果を基に地盤の物理特性と力学特性などを考察していく。

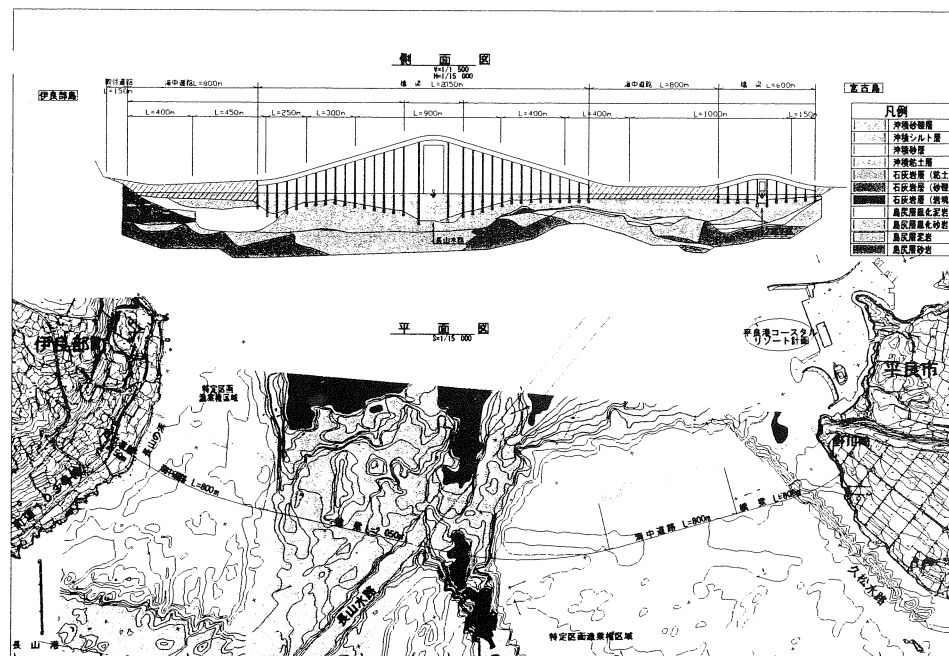


図-1 伊良部架橋 平面図・側面図

2. 調査の目的および必要性について

地盤特性がはっきり解明されていない「サンゴ礫混り土」の工学的問題や力学特性、またはその傾向性などを把握するため、下記の方針を定めて調査を行った。

- ① 地盤の耐震性評価のため、液状化判定に伴う物理試験（粒度・液性および塑性限界試験）と液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験を行う。
- ② 耐震性評価のためのPS検層を行う。
- ③ 沖積層などの軟弱または脆弱な地盤においては物理試験でその特性を把握する。また孔内水平載荷試験を行い力学的な根拠も確認する。
- ④ 基盤層とされる「島尻層」では支持力評価のため、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を行う。
- ⑤ 調査地点の中で「長山水路」を挟む両側地点は、位置的にもまた構造物計画としても最重要な地点と考え、地質構成および工学的な把握にも吟味する必要があることから、原位置試験（PS検層）や土質試験を行う。

表-1 調査・試験の目的

項目	目的	方法および適用
孔内水平載荷試験（LLT法）	地盤の变形係数、地盤の反力係数、降伏応力などを求めて基礎の変位量の算定、特に杭基礎の場合の杭頭部付近の地耐力を算定する。	LLT法は、普通圧の2.9N/mm ² まで加圧が加能で、地盤係数kmおよび変形係数Eを求める
PS検層（サスペンション式）	P波（縦波）S波（横波）を測定して、微小でのポアソン比および地盤の密度から動的弾性定数（ヤング率、剛性率）が推定でき、耐震性を検討する重要な情報である。	サスペンション式は、漂遊型の発振器と受振器を一連のプロープに組み込んでいて、スパーカーなどの孔壁密着のような破壊・事故が少なく情報を収集できる。
電気式静的コーン試験	地盤にコーンを静的に貫入させ、コーン支持力、間隙水圧、周面摩擦力を電気的に求める。コーン支持力から地盤の液状化強度の評価なども検討可能である。	コーン摩擦化と間隙圧比との関係から土質分類が提案されている。また、液状化強度比RLとの関係性から液状化に対する有効な評価が可能となる。
三軸圧縮試験（UU）	島尻泥岩層の一軸圧縮強度は、層状態でバラツキが大きい。UU試験の特長である側圧を変化させても主応力差は変化しないため、強度評価の検討に有効である。	UU試験での主応力差は変化しないことから、主応力差の1/2は粘着力によるせん断強度であるから、 $qu/2$ との比較が可能で、バラツキある強度の評価に有効である。
三軸圧縮試験（CD試験）	サンゴ 混じり土の場合において、細粒分の含有率が20～40%で、なお分含有率が50%未満、または50～80%未満の場合には内部摩擦角φ評価が有効であるため。	サンゴ 混じり土でCD試験を実施した場合は、得られたφより上限値との差の5°を引いた値を設計用強度定数として採用することが妥当とされている。
三軸圧縮試験（繰返し三軸）	地震等による動的繰返し応力を、非排水条件のもとで受ける土の液状化強度特性を求めることを目的としている。	試験結果として求められる動的せん断強度比Rは、繰返し振幅応力Cとの関係で $R = \sigma_d / 2\sigma_v$ として示され、そのまま液状化強度として利用できる。

3. 調査結果

3.1 標準貫入試験N値特性

標準貫入試験は、各調査地点で基本的には1m毎に行った。図-2に今回実施した「N値の深度分布」を示す。それによると下記の特性が判明する。

- ① 砂礫層（破碎性地盤）は、N=10程度に集中していて、深度方向との相関性は極めて低い。（N値的にも液状化の危険性地盤であることが理解される。）
- ② サンゴ礁岩は、-15～-20m程度付近でN値は極度のバラツキを示す。
- ③ 島尻泥岩は、深度方向にN値が高くなる傾向を示すが、島尻砂岩（風化島尻層）にはその傾向性はみられない。

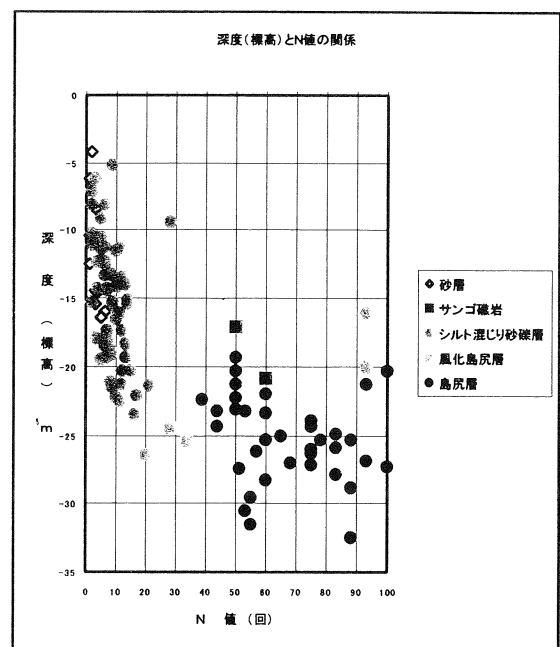


図-2 N値と深度分布

3.2 孔内水平載荷試験

杭基礎を想定して杭頭部付近の地耐力を把握するため、砂層及び砂礫層で実施した。

表-2に試験結果をまとめ、図-3に変形係数とN値の関係を示す。

本調査の結果では、道路橋示方書 下部構造編における一般の推定式 $E(\text{kN/m}^2)=700N$ の関係式よりも、 $E(\text{kN/m}^2)=400N$ の関係に強い傾向を示していて、砂層及び砂礫層は全体に脆弱性地盤であると考えられる。

表-2 孔内水平載荷試験（LLT 試験）の結果一覧

深度 GL(m)	地質名	N値	降伏圧 Py	地盤係数 Km	変形係数 E
			(kN/m ²)	(kN/m ³)	(kN/m ²)
			(kgf/cm ²)	(kgf/cm ³)	(kgf/cm ²)
3	砂	5	149.60	82.400	4,162
			1.53	8.40	42.4
5	シルト混じり 砂礫	6	178.50	43.740	2,247
			1.82	4.46	22.9
3	シルト混じり 砂礫	3	99.90	24.020	1,091
			1.02	2.45	11.1
6	シルト混じり 砂礫	4	187.20	37.030	1,803
			1.91	3.78	18.4
3	シルト混じり 砂礫	5	291.20	74.100	3,379
			2.97	7.56	34.5
3	シルト混じり 砂礫	4	137.30	24.090	1,298
			1.40	2.46	13.2

※試験対象地盤のN値は、試験の前後によるN値からの推定です。

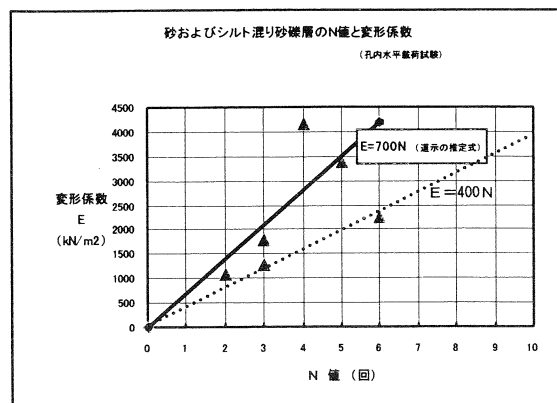


図-3 変形係数とN値の関係

3.3 電気式静的コーン試験

電気式静的コーン貫入試験は、地盤工学会基準「JGS1436-1995」に準拠し、コーンの貫入速度については1cm/secの速度で貫入試験を行った。また、非常に硬質なサンゴ礫等によって貫入が難しい場合は、一度ボーリングマシンで掘進を行い、その区間はケーシングを挿入して保孔し、再度貫入試験を行った。

試験考察として、図-5に、コーン貫入試験結果の先端抵抗 q_t を深度分布図に整理して示した。また、同様に図-6及び図-7には貫入に伴う間隙水圧と周面摩擦を深度分布図にして示した。

地盤調査法¹⁾ではコーン貫入に伴う先端抵抗 q_t と間隙水圧 u_d の傾向から土の判別について下記に示す関係を示している。

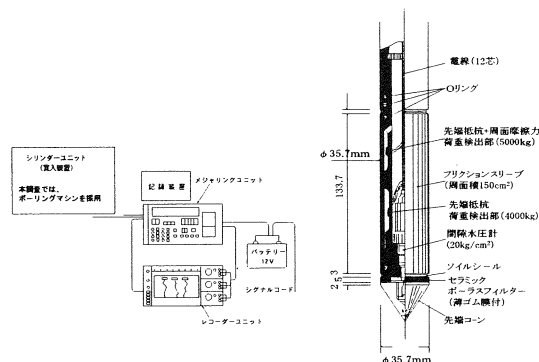


図-4 電気式静的コーン貫入試験機概略

一般的な土の判別について 1) 地盤調査法：社) 地盤工学会 平成7年9月

○ 砂質土の場合

先端抵抗 → 大きくなる

間隙水圧 → 静水圧に等しいか、もしくはそれより小さくなる

○ 粘性土の場合

先端抵抗 → 比較的、小さい。

間隙水圧 → 大きくなる

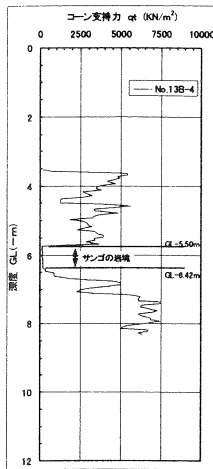


図-5 コーン支持力の深度分布図

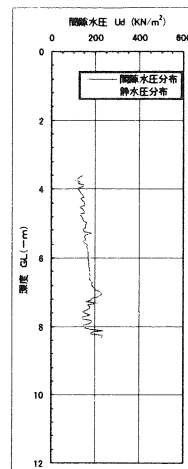
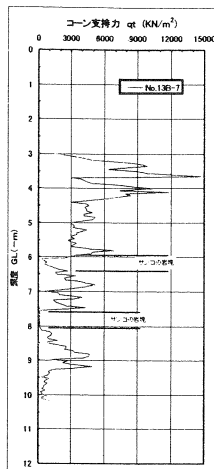


図-6 間隙水圧の深度分布図

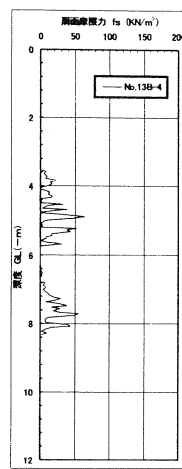
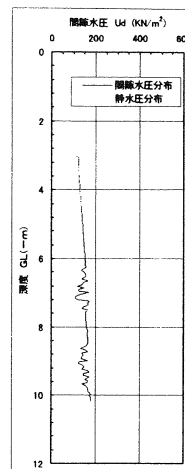


図-7 周辺摩擦 fs の深度分布図

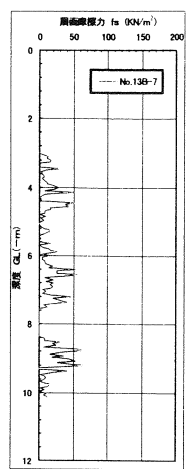


図-5～図-7 及び上記の関係より、以下の点が指摘できる。

- ・ コーン支持力 q_t 値は GL-3.0m～GL-4.0m 付近では非常に大きく変動していることから、比較的大きなサンゴ礫を含んでいるものと思われる。コーン支持力 q_t 値の最大値は、No. 13B-4 $q_t=5,364\text{kN/m}^2$ 、No. 13B-7 $q_t=14,710\text{kN/m}^2$ を示す。
- ・ コーン貫入に伴う間隙水圧 U_d は、No. 13B-4 及び No. 13B-7 地点でほぼ静水圧と等しいか、もしくはそれより小さい値を示していることが分かる。
- ・ コーン貫入試験結果に基づいて液状化強度を評価する方法の一つに、換算先端抵抗 (q_t) $> 9,806\text{kNm}^2$ の場合、液状化強度比 (R_L) が急増する傾向があるとされている。しかし、本調査結果では No. 13B-7 の一部分を除いて全体的に、液状化強度比 (R_L) が低いことが判明し、液状化に対する検討が必要であることがわかった。

3.4 P S 検層 (サスペンション式)

サスペンション P S 検層はボーリング地点の孔壁地盤の縦波 (P 波) および横波 (S 波) の速度分布を求めるため、漂遊型の発振器と上・下の受振器を一連のプロブに組み込み、ボーリング孔内の各深度で区間伝播時間を測定し、これにより振動特性 (せん断波速度) を求めるものである。

これらから得られた、P 波速度と S 波速度と密度から、地盤の動的弾性定数 (ヤング率, 剛性率) が推定できる。

また、得られた波形の振幅を解析することによって、地盤の減衰定数を求めることができる。これらの資料は、耐震設計に必要な地盤定数であり、地盤の力学的性質の評価として重要な資料となる。

図-8 に「P S 検層測定概念図」を示す。

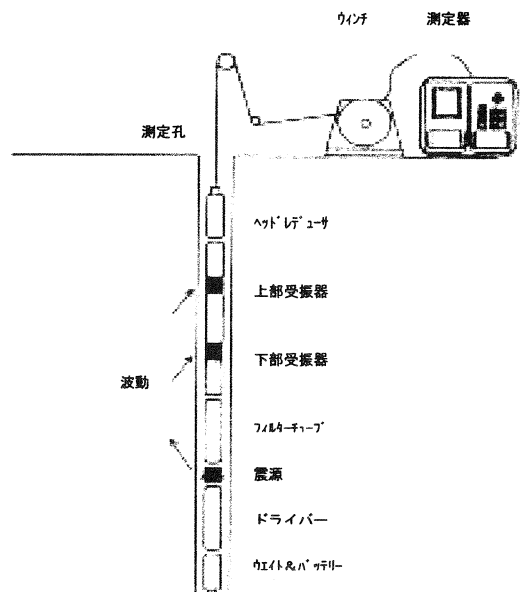


図-8 P S 検層測定概念図

本調査で測定した記録の弾性定数を整理して、表-3 に「P S 検層結果表」を、図-9 に「P S 検層結果図」を示す。

さらに、耐震設計の際にはせん断弾性係数の初期値としての G_0 を必要とするが、道路橋示方書耐震設計編より簡易的に求める N 値からの推定式では $V_s=80N^{1/3}$ (砂質土) や q_u 値からの提案式で推定されているが、本来は P S 検層のせん断速度 V_s から求めることが望ましい。

表-3 P S 検層結果表

地点 No.	区間深度 m	土質	V_p (m/sec)	V_s (m/sec)	密度 (t/m ³)	ポアソン比 ν	剛性率 G_d (kN/m ²)	ヤング率 E_d (kN/m ³)
13B-4	0.00~5.50	シルト混り砂礫	1520	110	1.858	0.497	22,481	67,310
	5.50~7.10	サンゴ礫	2960	1090	1.733	0.422	2,058,977	5,855,731
	7.10~12.40	シルト混り砂礫	1640	180	1.896	0.494	61,430	183,554
	12.40~14.50	島尻泥岩	1730	310	2.008	0.483	192,968	572,345
	14.50~18.00	島尻泥岩	1810	420	2.120	0.472	373,968	1,100,961
13B-7	0.00~10.50	シルト混り砂礫	1590	160	1.856	0.495	47,513	142,065
	10.50~11.75	シルト混り砂礫	1930	440	1.936	0.473	385,070	1,134,416
	11.75~17.00	島尻泥岩	1960	510	2.123	0.464	552,192	1,616,819

※密度(ρ)は、現場単位体積重量測定から各地盤の平均値を算出したものです。

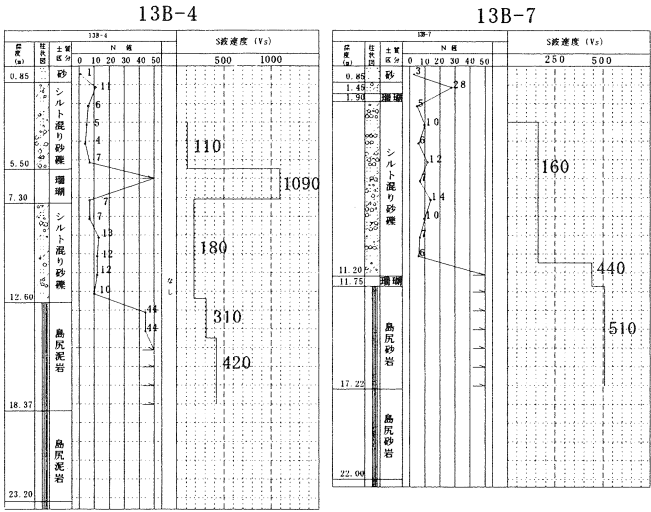


図-9 P S 検層結果図

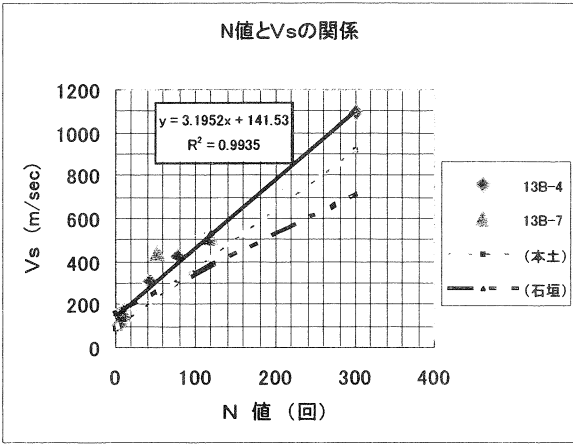


図-10 N 値と V_s の関係

図-10 に N 値と V_s の関係について、道路橋示方書の一般土及び石垣港の「サンゴ礫土」の近似曲線をも併せて示した。

今回の調査結果によれば、相関近似曲線は、 $V_s(\text{m/sec})=3.19N+141.53$ ($R^2=0.993$) と示される。データ個数の少ないことを断って述べると、伊良部架橋の地盤を構成する「サンゴ礫混り土」は、2 者より締まり方が緩い傾向が伺える。

4. 土質試験と考察

4.1 物理特性

粒度組成は液状化判定の大事な指標であり、図-11 に本調査地の砂質土および「サンゴ礫混じり土」の粒径加積曲線を示す。

それによると、多くの粒径加積曲線は、図中に示した「液状化の可能性」の B-B' の範囲にあることが判明し、前項 3. 1 の標準貫入試験N値特性での液状化の危険性地盤であることが重ねて理解できる。

また、粒度組成を考慮した土の分類で、特に沖縄の「サンゴ礫混じり土」は港湾基準の取扱いの中で、粘性土として全応力解析でc評価とするか、または砂質土として有効応力解析のφ評価として扱うことができるかが問題とされたことから、「沖縄のマニュアルによる分類」(1995 年) が提案されている。

サンゴ礫混じり土は細粒分含有率が相当に多くても塑性指数 IP が得られない“砂・シルト”が多く、特に宮古・石垣では細粒分が 50%以上でも IP が得られない土が多いとされる。

その分類にも、塑性指数 IP を考慮し、 $IP > 20\%$ の土は粘性土として分類評価する意見などもある。図-12 に細粒分と塑性指数の関係を示したが、伊良部架橋計画地域では細粒分 50%を超えることはないが、 $IP < 20$ が主体で砂質土構成のφ評価が妥当な地盤であると考えられる。

図-13 に塑性指数と土粒子の密度の関係を示したが、本調査地では、細粒分含有率などの粒度分布の状態よりも、基本的に土粒子の密度との相関性が極めて高い傾向が見られた。

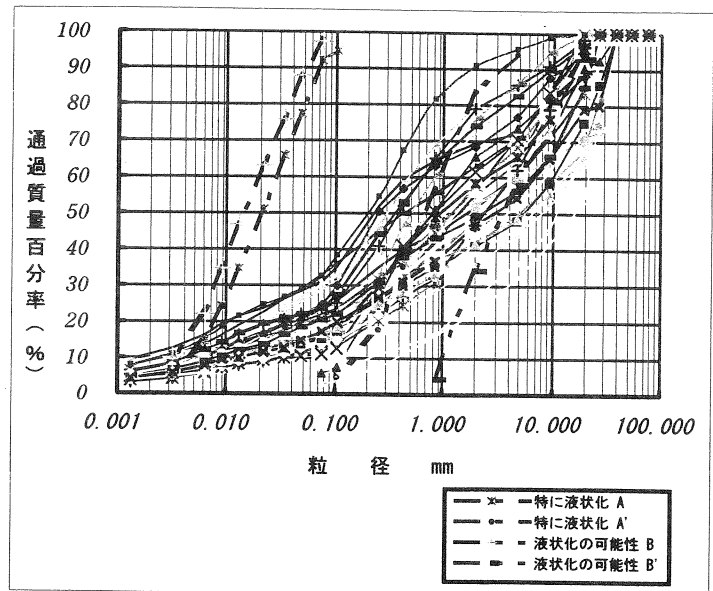


図-11 粒径加積曲線

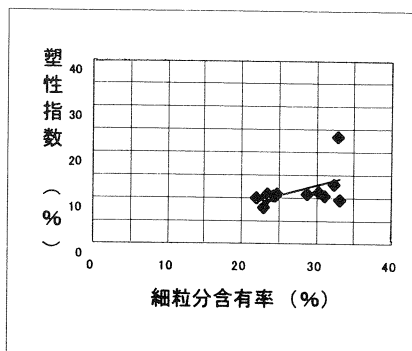


図-12 細粒分含有率と塑性係数

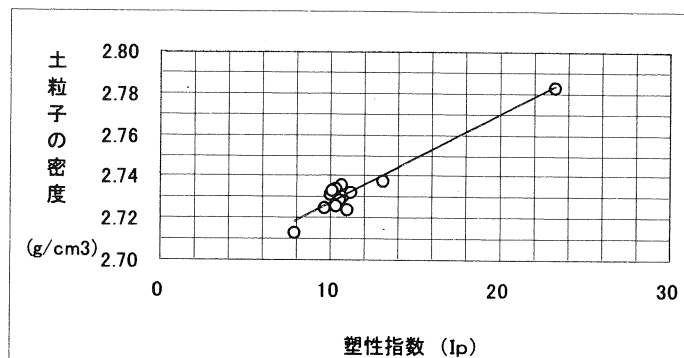


図-13 塑性指数と土粒子の密度の関係

4.2 力学特性

液状化の検討で、「サンゴ礫混り土」の場合は既述したように土質区分の判定が難しいことから、繰り返し三軸試験を行った。その結果は液状化強度比 $R_L=0.274\sim0.364$ であり、平均 $R_L=0.317$ とされた。これらの礫分含有率は4～35%（平均＝22.6%）を示していた。

一般の礫質土では、礫分含有率が高くなることによって、 R_L 値も大きくなることが予測されるが、本調査地においては、図-14に示したように相関性は低いという結果がでている。

本調査地付近の基盤層とされる「島尻層群」では、一軸圧縮強度試験（島尻泥岩）及び三軸UU試験（島尻砂岩）を行った。

図-15は深度と粘着力 c について、泥岩では $qu/2$ として示すが、深度方向的な相関性は低く、泥岩の c 値は一箇所に集中して存在し、砂岩のそれは大きなバラツキを示した。

図-16に一軸強度 qu と N 値の関係を示す。その相関性は低いだが、一定の N 値の中で qu が特定の幅を持って示され、 N 値の換算や貫入試験の精度などに課題が考えられる。

図-17には N 値と qu を変形係数 E に換算して、その関係を示してみたが、近似曲線は図-16の qu と類似する傾向を示しながらも、道路橋示方書の推定式 $E=700N$ よりも低くなっている。

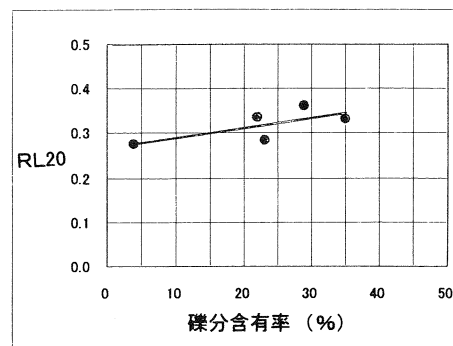


図-14 礫分含有率と RL20

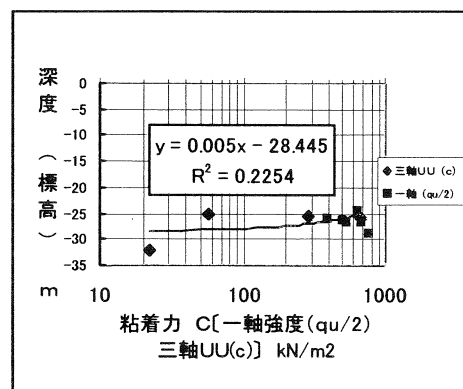


図-15 深度と粘着力の関係

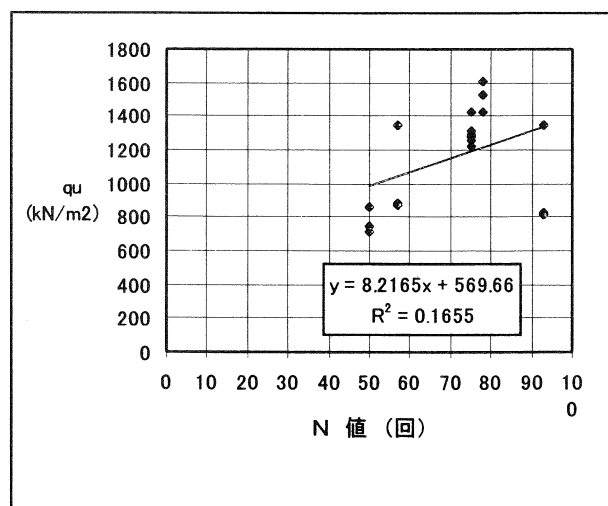


図-16 島尻層の一軸圧縮強度と N 値の関係

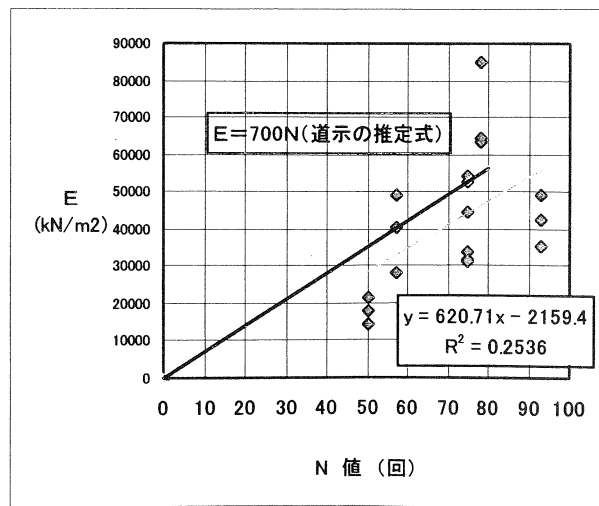


図-17 島尻層の N 値と変形係数

5. お わ り に

伊良部架橋計画路線の地盤を構成する「サンゴ礫混り土」は、特殊土のひとつであり、宮古島においては土質データ等が少なくはっきりとした土質特性が把握されていない。

先に述べたように、これまでの海上架橋の基礎工の悩みは、琉球石灰岩の取扱いであったが、伊良部架橋については、「サンゴ礫混り土」をどう評価するかが大きな課題である。

そのため、各種土質調査を実施し、道路橋示方書の一般式との比較も試みたところであるが、限られた調査個数が少ない条件下での検討であるため、現時点では得られた数値や要素を設計にダイレクトに反映させるまでの判断には至っていない。

今後、追加調査の実施や知見の収集によりさらに検討を深め、「サンゴ礫混り土」の特性について、機会を見つけて報告したいと考えている。

12. 琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式について

(株) 白石技術本部開発技術部 大内正敏 彭芳榮 清住真

東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 日下部治

キーワード：琉球石灰岩・杭基礎・ケーソン基礎

1. はじめに

石灰質土は、Carbonate Soil, Calcareous Sand, Calcareous Sediments などと称され、特別な破碎土の一つとしてよく知られている¹⁾。石灰層の堆積土は広く世界各地に分布し、熱帯・亜熱帯地方の沿岸海域の海底地盤を形成している²⁾。一方、沖縄島を含む南西諸島の島々の周辺沿岸域には、一万年前から現在までに形成されたサンゴ礁が存在する。琉球地方の地層は、一般的にサンゴ礁堆積物で構成され、その代表的な地層として琉球石灰岩層と称し、基盤層である島尻層泥岩上に20～50mの厚さで分布している。石灰質地盤の主な特徴としては、場所によって固結度に大きな差があり不均一であること、空洞が存在することなどが挙げられる。近年、沖縄地方ではインフラストラクチャーを整備するため、離島架橋などの大型プロジェクトが増えている。従って、沖縄地方においてより合理、経済的な基礎形式の確立が望まれる^{3), 4)}。本文は琉球石灰岩の地盤特性を簡単に述べた上に、琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式(杭、ケーソンなど)の特徴および問題点を論じたものである。

2. 琉球石灰岩の地盤特性

2.1 堆積層の特性

琉球石灰岩では、現在のサンゴ礁の上方への成長と石灰質な生物遺骸の堆積によって形成されたものであり、堆積物は主にサンゴをはじめ、こけ虫、貝類、有孔虫、石灰藻などの遺骸とその破片である。黒田らは、沖縄本島北部の海底下における琉球層群の堆積サイクルの模式図を図-1に示している⁵⁾。基盤岩を覆って琉球層群が分布し、その最上部に現在の海底面を形成する沖積層(サンゴ礁堆積物)が堆積している。La, Lb, Lc層は琉球石灰岩の主要な堆積物であるが、これら層ごとにおける地盤特性は深さ方向のみならず水平方向にも大きく変化するとしている。従って、琉球石灰岩は、マクロ的にもミクロ的にも固結層と未固結層が交互に、また混在する堆積層を示すことを特性としている。この模式区分は、次のような特性を示している。1) La層は、陸上部では低位段丘を形成する牧港石灰岩に対比され、栗石状砂質石灰岩を主とし、固結度は弱く、多くはN値50以下である。2) Lb層は、陸上部では中位の段丘を形づくる読谷石灰岩に対比し、碎屑性石灰岩を主体とし、全体としてLa層よりよく固結して、N値も大きな値を示すが、深さ方向でのN値の変化が著しい。3) Lc層は、海底下の琉球層群の下部を構成する地層であり、沖縄本島中部以南に分布する琉球層群の下部に対比される。礫質・砂質石灰岩とシルト主

体の泥質堆積物とが複雑に堆積するが、一般に上位に石灰岩、下位に泥質なものが分布する傾向にある。全体的にN値は高いものが多いが、石灰岩層ではN値変化が著しい。

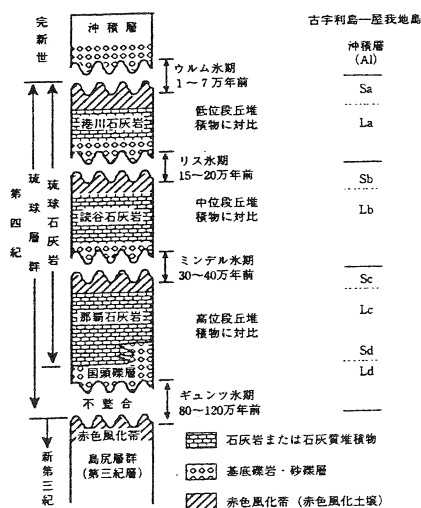


図-1 琉球石灰岩の模式図(黒田ら、1998⁵⁾)

2.2 破碎性

単粒子の特性は、材料の工学的特性に顕著な影響を与える。粒子破碎のため、高い間隙比は高い圧縮性を示している。今まで、三軸圧縮試験および直接せん断試験による未固結石灰質砂の応力-ひずみ関係を調べた報告は少なくない。これらの結果を見ると、未固結砂は摩擦角度が35度以上、しばしば50度を超えることがある⁶⁾。また、不均質な固結砂に対しては軟化特性を示している。通常、土の直接せん断試験においては土と金属あるいはコンクリートとの間の強度が低減したインタフェース摩擦角度を表現している。石灰質砂の場合は、その密度は内部摩擦角に影響を与えるが、インタフェース摩擦角度に与える影響が少ないことが認められる。この現象によって、石灰質砂における杭基礎の周面摩擦角度が小さいことを説明できる。一方、新城ら^{7), 8), 9)}の研究結果によると、沖縄地方でのサンゴ砂は、以上の結果と一致することが分かった。すなわち、沖縄地方におけるサンゴ砂は、粒子破碎性であるにも拘らず内部摩擦角が比較的大きい。しかし、これは側圧一定の室内せん断試験による値であり、これに対して原位置地盤では、変位拘束のため体積膨張に対しては側圧が増加するが、粒子破碎に伴う体積収縮に対しては側圧が減少するので、実際には強度が低下する。石灰質砂地盤に打設した杭の周面摩擦力は著しく小さいことがよく知られているが、その原因は、砂の内部摩擦角が小さいことによる

のではなく、杭の周りの砂が粒子破碎に伴って体積収縮し、その結果杭周面への垂直応力が減少し、砂と杭との摩擦力が低下するとされている。

2.3 固結度の不均一性

琉球石灰岩層では標準貫入試験による地盤調査が通常実施され、N値による橋梁基礎等の支持地盤の評価が試されている。固結した石灰岩層は標準貫入試験における反発層であり、固結層と未固結層とが交互に存在する琉球石灰岩層ではN値のばらつきが大きく、そのばらつきは深さ方向のみならず水平方向にも不規則に大きく変化する⁹⁾。また、宮古島の架橋地点における海底地盤の孔内水平載荷試験結果によると、琉球石灰岩のN値50以下の未固結層における変形係数は3～18MPaであり、深さおよびN値との相関は明確には認められない^{10), 11)}。

2.4 空隙、空洞の存在

琉球石灰岩は、二酸化炭素を含む雨水（酸性）に溶解しやすく、特に亜熱帯地域では二酸化炭素の溶存量が高くなるため侵食が早くなり、空洞などがよく発達している。上出ら¹²⁾は琉球石灰岩中における空洞の調査を実施し、空洞の生成過程に関して考察した。これによると、琉球石灰岩層では地盤の隆起や初生的な割れ目（亀裂）が、長年の間にそこを通過する地下水によって溶食・侵食が進み形成されたものであり、さらに侵食を受けることにより大規模な空洞となる。このような生成過程により亀裂や小規模な空隙・空洞などがネットワーク状に分布している。空隙・空洞の存在から構造物基礎の支持層としての信頼性を減じている。また、揚水試験による琉球石灰岩層の透水係数は 10^{-1}cm/s のオーダーであり、高い透水性を示す。琉球石灰岩は大きな間隙を有し、帯水層を形成する反面、空洞の存在などにより、地下ダムの止水壁や基礎工における仮締切りなどの設計・施工においては、透水係数の評価が重要な要因となる¹³⁾。

3 基礎形式の問題点について

一般に基礎工設計における地盤調査は、N値による下記の地盤評価が主体となっている。すなわち、(a). 支持層位置の確認、(b). 固結層の層厚の調査、また、N値からは、地盤を下記のよう区分している。(a) $N > 50$ （一軸圧縮試験が可能）；固結層、十分な層厚があれば支持層とみなされる、(b) $50 > N > 30$ ；未固結層（密な砂礫層）、摩擦杭可能とされる、(c) $N < 30$ ；未固結層（緩い砂礫層）。したがって、支持層としての評価・目安については、次のようである。

1) $N > 50$ の時、支持層に選定している。ただし、層厚、下方未固結層のN値との関係、空洞の存在を検討して判断している。例えば来間大橋は、十分な厚さの固結層が連続して存在し、また基盤岩に直接不整合に重なる区間は、この層を鋼管杭基礎の支持層としている¹³⁾。

2) $50 > N > 30$ の時、支持層として評価しない。それは、地盤調査がN値のみで、十分な力学特性が把握されていないためである。

3.1 杭基礎などの実績および問題点

今まで、石灰岩における基礎形式として、杭基礎が多く採用されてきたのが現状である。沖縄の琉球石灰質地盤における橋梁などの基礎形式には、砂礫層が不均一で緩く堆積していること、海面下の琉球石灰岩層までの仮締切りが工費的に不経済となるなどの理由から、直接基礎よりも杭基礎が採用される事が多い。一方、琉球石灰岩では、十分な厚さの固結層は支持層となるが、その分布は一般に薄く、面的広がりも不規則である。また砂礫層の力学挙動を把握するためのサンプリングが容易でなく、固結層とその下方の緩い砂礫との相互作用も明らかでない。従って、固結層と未固結層が互層をなす琉球石灰岩層は、支持層としての評価が困難である。さらに施工面からは、固結層と砂礫層の互層に加えて、砂礫層内に転石状に固結石灰岩が分布することが多く、打込み杭の施工が困難である。そのため杭の打設の際は、プレボーリング工法あるいは中掘り工法によって琉球石灰岩層を削孔し、島尻層などの基礎岩を支持層としているのが現状である。これまでの経験から、琉球石灰岩層を対象とした杭の基礎形式の設計・施工上の課題としては、次の点が挙げられている。(1)琉球石灰岩層は強度のバラツキが大きく、明確な支持層が見出しにくい、支持層が深くなり、杭も長くなり、経済性は良くない；(2)琉球石灰岩層の支持層への根入れ深さおよび先端支持力の設定が難しい；(3)琉球石灰岩層の固結した中間層を何層も打ち抜く必要がある。(4)支持層まで鋼管を打ち抜くのが困難なため、従来は、中掘り（先行掘り）併用工法などを採用せざるを得ず、杭周面を乱すため、鋼管杭と石灰岩との周面摩擦力はあまり期待できない；(5) N値30以上の砂礫層では摩擦杭の設置が可能と考えられているが、杭の打設時に局所的に存在する固結部により杭の座屈をおこすことがあるため、プレボーリングによりN値50以上の層あるいは基盤岩まで杭の施工を行うことがほとんどである^{13), 14), 15)}。

最近では、経済的で合理的な橋梁杭基礎の設計を実現するため、琉球石灰岩層を支持層とする調査研究が試みられた。古宇利橋における代表的な下部工（P3, P8, P9 橋脚）において、杭の試験施工を実施し、杭の支持力機構および施工性を確認した。載荷試験については、経済的に極めて優れている動的載荷試験が沖縄の橋梁ではじめて採用された。静的載荷試験などとの対比を十分行い、琉球石灰岩層での適応性を確認するとともに、実施工での適切かつ簡便な支持力管理（打ち止め管理）方法を確立することを目的として、試験杭の施工の各段階で実施された。試験杭の結果を見ると、予想していた以上に大きな摩擦力が働いていることが明らかにされている。つまり、鋼管杭の周面摩擦力が期待でき、それが判明したことも大きかったが、計

測された数値はさらに設計上、大きな合理化を可能にした。鋼管と石灰岩層との摩擦力は予測値よりも大きく、当初は鋼管と場所打ちの複合杭形式とするはずだったものが、鋼管杭のみで十分に支持力を得られることが分かり、さらに杭長も、より短くすることができるという結果が得られた。摩擦力を高めるために使用することになっていたグラウトさえも不要との結論が得られた。この試験研究では、石灰質地盤に起因する杭支持力上の様々な問題に直面しており、日本における調査や設計基準が、このような地盤への適用性に限界があることを示唆する結果となっている。しかしながら、古宇利橋大橋で以上の結論が得られたが、すべての石灰砂礫層で摩擦力に期待できることではなく、あくまでもケースごとに異なるものだと考えられる。なお、以上の試験研究によって、石灰岩層に対しては、決して同じ地盤特性を示すわけではないことが明確にされたのである。この試験研究では、支持力の計算と載荷試験結果との間には、いかなる法則も見出せず、琉球石灰岩における杭基礎の設計法の確立にはさらに実験、理論などの検証が必要なことはいうまでもない。石灰質地盤では、層構成、固結度や CaCO_3 含有量などの影響はそれぞれにユニークであり、琉球石灰岩を支持層としての杭基礎に一貫性を持たせるほどの法則性を与えておらず、依然として困難な基礎工法である^{14),15),16)}。一方、石灰岩における地下連続工法は実績があるが、空洞・空隙が広く分布しているため、地下水のみならず周辺海域まで汚染される危険性が高いことなど、解決することが困難な問題を有している¹⁷⁾。

3.2 ケーソン基礎の特徴および課題

最近では、ニューマチックケーソン工法は、橋梁や建物の基礎、あるいはシールドトンネルなどの発進立坑、地下鉄や地下道路のトンネル本体として広く活用されている。琉球石灰岩層に浅く根入れしたニューマチックケーソン基礎の支持力を確実に評価できれば、本基礎形式が沖縄において有効な基礎工法の一つと考える。ケーソン基礎は、作用外力に対して鉛直力は底面地盤でのみ抵抗し、また水平力や転倒モーメントはケーソン周面地盤と底面地盤で協同して抵抗する柱状体基礎として設計される。杭基礎や他の柱状体基礎と比べると、鉛直力に対する耐荷機構が異なる¹⁸⁾。基礎の荷重沈下関係において、杭基礎などは、作用荷重の小さい段階から強度の低い杭頭付近の地盤が杭周面摩擦力によって破壊されていく進行性破壊を伴い、降伏点が複数表れる。ケーソン基礎は、底面地盤の破壊が始まる荷重段階まで弾性的挙動を示すため、比較的確確な一つの降伏点を示すと考えられ、支持力評価の面ではシンプルである。従って、琉球石灰岩層の特徴に対するケーソン基礎の適応性は以下に示すように具体的に挙げられる。

(1) 底面積が大きく接地圧が小さい基礎：基礎底面積が大きいことから、接地圧が小さくできる。しかも、杭のような困難な周面摩擦力の評価が避けられる。そして、付近の空洞が基礎の

支持力・沈下に与える影響を適切に評価できれば、比較的小さい N 値の地盤（例えば、 $30 < N < 50$ ）をケーソン基礎の支持層とすることも考えられる。一方、上部工から制約される基礎の許容沈下量 $\delta_{\text{容}}$ は、基礎設計においては底面地盤反力度の上限値として設定されていることが多い。例えば砂礫地盤は、常時 70 tf/m^2 などの値が直接基礎では採用されている。この値は基礎幅に依存させていないが、 $\delta_{\text{容}}$ 発生時に生じる底面直下地盤のひずみ、例えば、幅が基礎幅で深さも基礎幅相当の基礎直下領域における一次元圧縮によって沈下が生じると仮定した場合、ここの平均せん断ひずみ $\gamma_{\text{容}}$ は底面積の大きい基礎ほど小さい。一方、湯川ら（1997）¹⁹⁾、緒方ら（1999）²⁰⁾は、地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性が地盤反力係数に及ぼす影響について研究し、地盤反力係数の算定時に用いる地盤剛性（変形係数）は、地盤内に生じているひずみレベルに対応した値を用いることの重要性を指摘している。地盤反力係数を用いて算定する基礎の目標とする沈下状態、例えば、降伏荷重時、あるいは一定の地盤反力度あるいは沈下量によって、地盤反力係数の寸法効果が変化する程度をFEM解析によって示している。建築基礎構造設計指針²¹⁾によれば、土質のせん断剛性比 G/G_{max} とせん断ひずみ γ の関係において、 γ が砂や礫で $10^{-4} \sim 10^{-2}$ の間で著しく変化する。数 cm の許容沈下量 $\delta_{\text{容}}$ であれば、基礎幅十数 m の基礎直下の平均せん断ひずみ $\gamma_{\text{容}}$ は 10^{-3} 前後であり、地盤剛性は基礎サイズの影響を大きく受けるため、大きな基礎ほど小さい基礎より地盤剛性を大きく評価できる。したがって、基礎幅依存性、例えば $3/4$ 則などによる地盤反力係数の低下がこのことで相殺されて、基礎の耐力は沈下量ではなく、支持力で決定される可能性があり、支持地盤固有の強度を十分に活用した基礎設計が可能となる。

このことは、ケーソン基礎のように大きな基礎は圧力球根サイズが大きいため、鉛直・水平方向の広い範囲の地盤が作用荷重の支持に動員される、すなわちグランドスクラム効果を発揮させる基礎形式といえる（図-2）。さらに、深さ方向に強度増加があれば、より有効に自然地盤の持つ特性を活用できる基礎ともいえる。また、一般に圧力レベルとせん断変位量の増加によって粒子の破砕性は顕著になる^{22),23)}。琉球石灰岩層のような

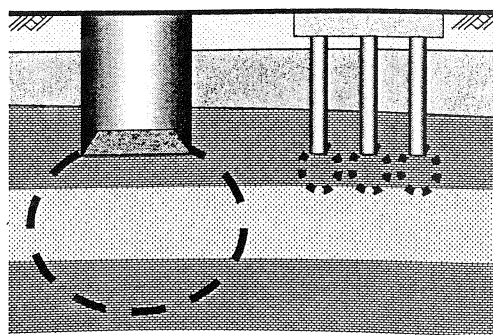


図-2 底面支持力のメカニズムについてケーソンと杭基礎の比較

破碎性地盤においては、基礎幅を大きくし支持地盤のせん断ひずみを小さい範囲に抑えたり、接地圧を小さくして破碎性の影響を小さくすることが可能なケーソン基礎は合理的と考える。

(2) 底面に作業室を有する基礎：ケーソン底面支持地盤の状態が、直接的に確認できるため、琉球石灰岩中の空洞の存在、および固結、未固結のバラツキの問題に対しては、施工上良く対応できる。空洞については、底面の作業室から近距離にて空洞探査をできる可能性があり、また必要であれば空洞をモルタル等で充填することも可能である。基礎の支持力や沈下量に与える空洞の影響は、既往研究があり、空洞のサイズ、基礎との相対位置によって変化する。従って、数値実験や模型実験によって、影響が小さくなるこれらの数値を把握すれば、基礎直下の限定された範囲、例えば、鉛直方向には基礎幅Bの1/2、水平方向には基礎端からBの1/3までを探索して、大きな影響を与える空洞であれば充填することが考えられる。また、琉球石灰岩は高強度・透水性大であることから、普通の開削工法では、施工困難となることが報告されている。しかし、琉球石灰岩を支持層としたニューマチックケーソン工法を採用すると、環境を配慮した海上施工において特に優位性が高く、多孔質の琉球石灰岩における適用性は大きいと考えられる。

以上のことから、浅く根入れしたニューマチックケーソン工法は、琉球石灰岩層における一つの有力な提案と考えられる。しかし、ケーソン基礎の支持力特性を全面的に把握するため、以下に示すようにいくつかの課題が解決する必要がある。

(1) 地盤調査：琉球石灰岩は、場所によって、固結程度、バラツキ、空洞などの状況が大きく違うことから、単純にN値による地盤調査から評価するのは不合理と考えられる。空洞の存在と位置の推定、そして、これらの結果から基礎の支持力・沈下について設計上の適切な評価等を行うことは、ケーソン適用上の前提となるため、琉球石灰岩に対応できる地盤特性の調査法および可視化による探査技術の開発に関する研究が必要である。

(2) 支持力評価：これまで、石灰質地盤におけるケーソンのような剛体基礎の支持力特性に関する研究はまだ少ないが、今後は模型実験と数値解析を実施して、その支持力変形特性および破壊メカニズムを解明することが期待できる。ケーソン基礎を適用するため、具体的には以下三つの課題を含んでいる。(a) L b 層に浅く根入れしたケーソン基礎の支持性状評価；(b) 空洞の影響；(c) 琉球石灰岩の未固結・固結の互層地盤からケーソン基礎の支持力特性に与える影響を定量的に評価する。

4 まとめ

琉球石灰岩の主な特徴は、(1) 場所によって固結度が大きく違う、(2) 常に固結層と未固結層が互層をなす、および(3) 大小空洞が散在することがある。これらの特徴は、琉球石灰岩層における構造物基礎の変形・支持力に大きな影響を与える。本文で

は、主に琉球石灰岩層を支持層とした杭基礎およびケーソン基礎の特徴および問題点について定性的に議論したが、さらに模型実験、現場計測および数値解析からこのような基礎の支持力特性を定量的に評価することが今後の重要な課題と考える。

参考文献

- 1) 北村(2000)：破碎性土の力学特性と破碎性地盤の工学的諸問題、土と基礎、48(10)、pp. 3-6.
- 2) Murff, J.D.(1987)：Pile capacity in calcareous sands: State of the Art. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113(5)、pp. 5-14.
- 3) 上原(1986)：沖縄県の地盤特性と基礎、基礎工（特集：各地の地盤特性と基礎・山留め工事例（九州・沖縄編））、pp. 48-55.
- 4) 上原(2002)：沖縄・南西諸島の地盤と基礎工、基礎工（特集：九州・沖縄の地盤特性と工事例）、pp. 13-18.
- 5) 黒田・古川・小沢(1998)：琉球石灰岩の花紋史とその土質工学的評価について、第11回沖縄地盤工学会講演集、pp. 69-72.
- 6) Poulos, H. G. (1989)：Pile behaviour-theory and application (The Rankine Lecture), Geotechnique 39, No. 3, pp. 365-415
- 7) 新城・宮城・小宮・島袋(1991)：さんご石灰質砂の力学特性、農業土木学会誌、59(10)、p. 41-46.
- 8) 新城・宮城・小宮 (1993)：さんご石灰質砂の強度変形特性、農業土木学論文集、163、pp. 95-101.
- 9) 新城・瀬戸内(2000)：さんご礁石灰質堆積物の鋼材と摩擦特性、土と基礎、49(8)、pp. 4-7.
- 10) 古川(1983)：琉球石灰岩、九州・沖縄の特殊土、九州大学出版、pp. 185-198.
- 11) 地盤工学会(1999)：破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文書、pp. 117-123.
- 12) 上出・寺田・新田・東頼・北林(2000)：琉球石灰岩における空洞および地下水の探査、第35回地盤工学会発表会、pp. 517-518.
- 13) 宮城・新城・池間・福島(1994)：東間大橋の基礎地盤と下部工の施工、農業土木学会誌、62(3)、pp. 191-196
- 14) 東浜・横・西村・武田(2001)：古宇利大橋工事を通じて見た石灰地盤の調査および評価法と設計への適用の諸問題、土と基礎、49-3(518)、pp. 19-21
- 15) 平良・柴野川(2000)：古宇利大橋橋梁整備事業（基礎工の設計・施工）—琉球石灰岩に挑戦—、橋梁&都市PROJECT、特集：社会資本から見るサミット後の沖縄、pp. 32-38.
- 16) 鋼管杭協会(2000)：「通念」を疑ってみるそこから新しい道が始まる、明日を築く、pp. 3-4.
- 17) 岩切・梶栗・増井・井上(1999)：琉球石灰岩における地中連続壁の施工例、基礎工（特集：多様化する地中連続壁）、pp. 39-42.
- 18) 塩井幸武（監修）、竹内純一郎（編著）、藤田宏一ほか（執筆）：わかりやすいケーソン基礎の計画と設計、総合土木研究所、1998
- 19) 湯川・大内・倉知・前田・古閑：ひずみレベルを考慮した地盤反力係数の寸法効果、第32回地盤工学会発表会、pp. 3738-3739、1997
- 20) 緒方・倉知・古閑：地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性、土木学会論文集、No. 631/III-48、pp. 371-381、1999
- 21) 建築基礎構造設計指針、日本建築学会、2000.
- 22) 大内・萩原・日下部・前田(1995)：自然堆積地盤上の三次元基礎に見られる支持力・破壊性状、地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム発表論文集、pp. 155-160
- 23) 萩原・大内・日下部・前田 (1994)：自然堆積地盤上の直接基礎現場載荷試験に見られるせん断層の性状、地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム発表論文集、pp. 81-88

13. 琉球石灰岩層を支持層とした基礎の支持力数値解析について

(株) 白石 技術本部開発技術部

大内正敏 彭芳楽 清住真

東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻

日下部治

キーワード：琉球石灰岩，杭，ケーソン基礎，FEM

1. はじめに

近年、沖縄地方ではインフラストラクチャーを整備するため、離島架橋等の大型プロジェクトが増えている。ただし、沖縄地方特有の琉球石灰岩は、場所によって固結度に大きな差があり不均一である。さらに数多くの空隙、空洞等が存在するため、構造物基礎の支持層としての信頼性を減じている。また、琉球石灰岩は破碎性地盤の一つであるが、その支持力、変形及び破壊機構に関する評価については、通常の破碎性地盤の方法が適用されていない。従って、沖縄県の特異土の一つである「琉球石灰岩層」の支持力の解明と合理的な設計方法の確立が望まれる¹⁾。ここで研究の一段階として、琉球石灰岩を支持層とした基礎の変形、破壊の合理的な数値解析方法を提案することを目的とし、弾塑性 FEM 解析により、鉛直荷重を受ける杭及びケーソン基礎の解析を行った。本論文では、まず琉球石灰岩層の地盤定数を N 値から算定し、琉球石灰岩を支持層とする鋼管杭の鉛直静的載荷試験^{2), 3)}を FEM 解析し、得られた解析結果と実験値を比較して地盤定数の妥当性を検討した。最後に、鉛直載荷試験が実施された地盤に浅く根入れしたケーソン基礎の FEM 解析を行い、鋼管杭とケーソン基礎の支持力特性に関する一考察を行った。

2. 鋼管杭載荷試験の FEM 解析

2.1 載荷試験概要

FEM 解析を行った鋼管杭の載荷試験^{2), 3)}は古宇利大橋にて平成 12～13 年度に実施された橋脚 P14 の試験杭(φ 1,000×t19×L40,000, 先端バンド無し, 根入れ長 29m)である。P14 試験杭の施工方法はハンマー(油圧ハンマー NH-100, ラム重量 10t, 最大落下高 1.44m)を用いて打撃工法にて施工された。古宇利大橋の幾つかの橋脚基礎は設計根入れ深度での打止め時の 1 打当たりの貫入量が大きく、かつ 1 週間養生後の動的載荷試験による支持力推定値が小さい杭が頻発した。そこで、新たに静的及び動的載荷試験が実施された。載荷試験は同一試験杭において打ち止め後 1 ヶ月後及び 5 ヶ月後に行われた。橋脚 P14 の試験杭の概要と土質柱状図を図-1 に示す。

2.2 FEM 解析モデル

図-2 に解析に用いた軸対称有限要素メッシュを示す。メッシュは 15 節点三角形要素とし、境界条件は底面の鉛直・水平変位を固定し、側面は水平変位を固定とした。

図-3 には鋼管杭を中実杭と中空杭の 2 通りにモデル化

したものとする。鋼管杭を中空杭としてモデル化した場合は、鋼管杭の内外周面にインターフェース要素を配置⁴⁾した。中実杭としてモデル化した場合は、インターフェース要素を外側のみ配置した。インターフェース要素の強度特性は、強度低減係数 R を用いて(1)式に示す Coulomb の破壊基準に従う。

$$\tau = R(\sigma_n \cdot \tan \phi_{soil} + c_{soil}) \quad (1)$$

地盤は Mohr-Coulomb モデルを用い、基盤岩以外の地盤定数は N 値から道路橋示方書(以下、道示と略)⁵⁾に基づいて算定した。基盤岩は岩盤等級 A⁶⁾と仮定して物性値を算出した。表-1 に地盤定数を示す。

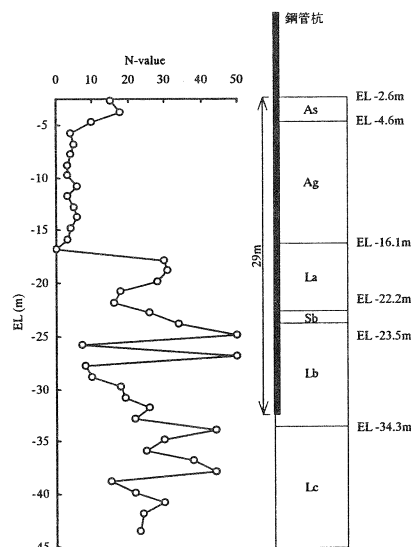


図-1 P14 試験杭の地盤構成

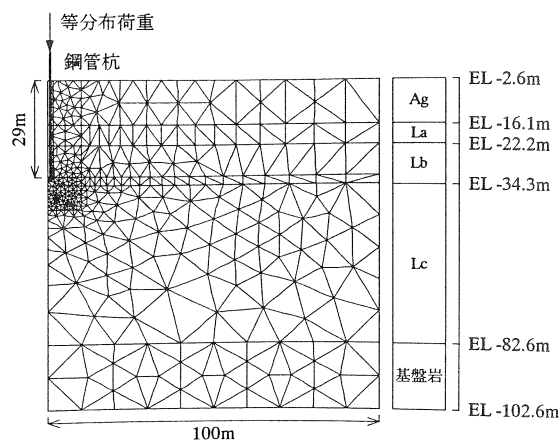


図-2 軸対称有限要素メッシュ

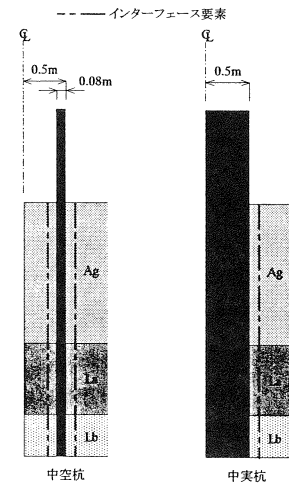


図-3 鋼管杭のモデル化

表-1 地盤定数

	Ag	La	Lc	Lb	基盤岩
$N_{average}$	6.28	21.64	26	36.62	—
単位体積水中重量 γ (kN/m ³)	7	9	10	10	9
ポアソン比 ν	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3
変形係数 E (kPa)	17232	59380	71344	100485	4.9×10^6
せん断抵抗角 ϕ (°)	24.63	25.87	25.48	24.79	60
ダイレイタンス角 ψ (°)	0	0	0	0	30
粘着力 c (kPa)	0	0	0	0	3220

鋼管杭は線形弾性体と仮定し、表-2に鋼管杭の物性値を示す。ここで、実際の鋼管杭の厚さは19mmであるが使用したプログラム (PLAXIS) ⁷⁾ の都合上、鋼管杭の厚さは80mmとした。よって、ヤング率及び水中重量は(2)式から算定される換算値⁸⁾を用いた。(2)式より、Aは実際の鋼管杭の断面積、 A_c はモデル化した鋼管杭の断面積、Eは鋼管材料のヤング率、水中単位体積重量である。

$$E_c = (A/A_c) \cdot E \quad (2)$$

表-2 鋼管杭の物性値

	中空杭	中実杭
単位体積水中重量 γ (kN/m ³)	17.8	5.3
ポアソン比 ν	0.1	0.1
変形係数 E (kN/m ²)	5.481×10^7	1.534×10^7

荷重方式は荷重制御とし、図-2より杭頭部に等分布荷重を荷重した。解析の終了判定は荷重荷重が6000kNに達した時点とした。解析はインターフェース要素の強度低減係数Rを0.8, 0.6, 0.4, 0.2と4通りに変化させ、鋼管杭のモデル化を図-3に示す2通りの杭形状で解析を行った。

2.3 結果及び考察

図-4にFEM解析結果の杭頭での荷重-沈下曲線を示す。図-5には静的荷重試験から得られる試験結果とそれに比較的良く一致した解析結果を記している。静的荷重試験結果は1ヶ月後及び5ヶ月後の試験結果を記す。図-6にはP-2の杭内側での応力分布、図-7にはP-2の荷重荷重と深さ23m, 29mでの杭内側の応力変化を示す。

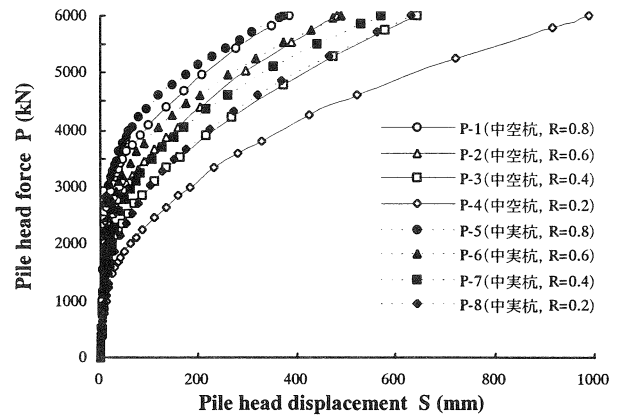


図-4 杭頭での荷重-変位曲線 (FEM 解析)

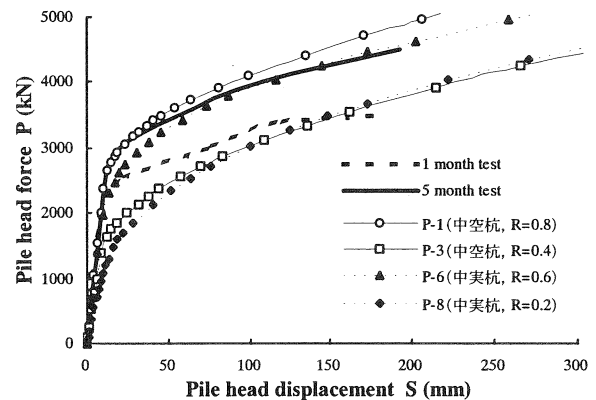


図-5 杭頭での荷重-変位曲線 (FEM 解析と試験結果)

図-4より、降伏前であれば全てのケースにおいて、ほぼ同じ挙動を示している。降伏後の挙動はインターフェース要素の強度低減係数Rが小さくなる程、降伏荷重は減少し変位は大きくなっている。杭形状による影響はRが小さくなる程、顕著に現れている。Rが0.8のP-1, 2では影響は見られない。しかし、Rが0.2のP-4, 8では中空杭としてモデル化したP-2の方が、同レベルの荷重に対する変位が大きくなっている。これは、中空杭は中実杭と比べて地盤の接地面積も小さく、杭内外周面にインターフェース要素があるため変位が卓越したと考えられる。次に、試験結果とFEM解析結果を比較する。図-5より、先にも述べたが降伏前の挙動はRに影響されず、全てのケースにおいて実験結果を良く再現している。このことから、N値から算定した琉球石灰岩の物性値は妥当な値であると言える。一方、降伏後の挙動は1ヶ月後試験結果と5ヶ月後試験結果では大きく異なっ

いる。1 ヶ月後試験結果に良く一致したケースは中空杭では R が 0.4 の P-3, 中実杭では R が 0.2 の P-8 が一致する結果となった。5 ヶ月後試験結果は中空杭では R が 0.8 の P-1, 中実杭では R が 0.6 の P-6 が一致する結果となった。5 ヶ月後試験結果に一致するケースは, 1 ヶ月後試験結果に一致するケースよりも R が大きいものであった。以上のことより, 杭施工時によって乱された地盤は養生期間を取ることによって回復し, 強度低減係数 R は増加していることが分かる。ただし, 今回は先端支持力と周面摩擦力を分けていない。よって, 今後は周面摩擦力のみに着目し, 強度低減係数 R の影響を考察していきたい。

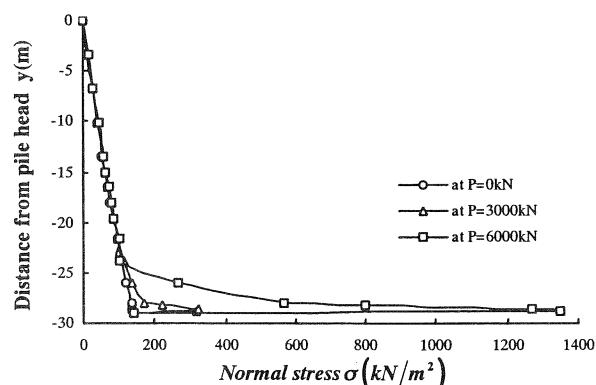


図 - 6 杭内側での応力分布 (FEM 解析)

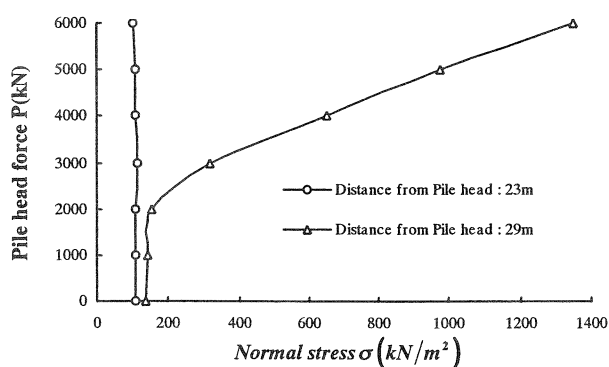


図 - 7 載荷荷重と杭内側の応力変化 (FEM 解析)

図 - 6 より, 管内土の有効水平応力は載荷荷重の増加に伴い, 杭頭からの深度 25m 付近から急激に増加している。これは, 図 - 7 からも見受けられる。杭頭からの深度 29m での応力は荷重載荷初期では一定である。しかし, 載荷荷重が 2000kN 付近に到達すると急激に応力が増加している。一方, 杭頭からの深度 23m では載荷荷重が増加しても応力は初期に設定した値から変化していない。これは, 杭底部では載荷荷重の増加により, 管内に土要素が移動するために杭底部付近にて応力が増加すると考えられる。松本らはこの現象を開端杭の閉塞効果であることを示唆している⁴⁾。

3. ケーソン基礎の FEM 解析

3.1 解析概要及び FEM 解析モデル

鋼管杭の鉛直載荷試験の解析結果から, N 値から算定した琉球石灰岩の地盤定数の妥当性を確認した。そこで, この値を用いて琉球石灰岩を支持層としたケーソン基礎の支持力解析を行う。解析を行った地盤は, P14 杭の載荷試験が実施された地盤をモデル化し, 地盤定数は表 - 1 の値を用いた。図 - 8 にモデル化した地盤を示す。Lb 層を支持層とするために, フーチングを Lb 層に 1m 根入れした。ここで, 地盤の地耐力に着目するため, 基礎底面より上の地盤は上載圧として載荷させ解析を簡略化した。ケーソン躯体のモデル化は平板基礎とした。基礎は粗い基礎を想定しているので, 基礎底面は水平変位を固定した。載荷方法は荷重制御とし, 基礎上端部に等分布荷重を載荷し解析した。境界条件は底面を鉛直・水平変位を固定し, 側面を水平変位固定とした。解析の終了判定は地盤が破壊に達した時点とした。解析はそれぞれ基礎幅を 50m, 20m, 15m, 10m, 5m と 5 通りに変化させて解析を行った。

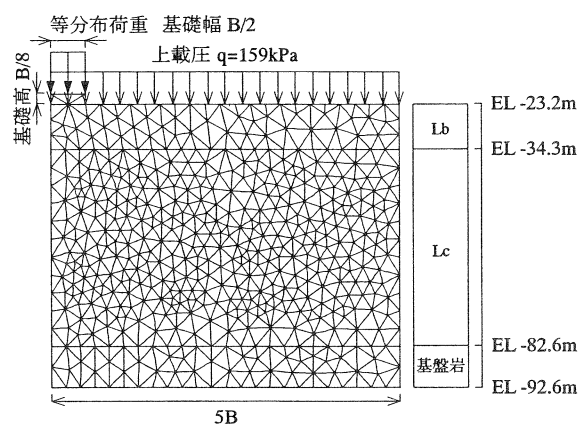


図 - 8 軸対称有限要素メッシュ

3.2 結果及び考察

表 - 5 には解析結果から得られた極限支持力と道示から算定した極限支持力を示す。表に記している BCR は(3)式を用いて算出した。図 - 9 に FEM 解析から得られた荷重-相対変位曲線を示す。

$$BCR = \frac{\text{FEM 解析からの極限支持力}}{\text{道路橋示方書からの極限支持力}} \quad (3)$$

図 - 9 より, 基礎幅が大きくなる程, 地盤の支持力は増加し, 破壊時の相対変位は小さくなっている。同レベルの荷重に対する相対変位も, 基礎幅の増加に伴って減少している。表 - 5 より, 全てのケースにおいて BCR は約 1.5 付近となり, 基礎幅の BCR に対する影響は見られなかった。図 - 10 には, 杭の FEM 解析結果 (P-6) とケーソン基礎の FEM 解析結果 (C-2, 3, 4) の荷重-変位

曲線を示す。ここで、実橋脚の杭の本数は36本であるため、P-6の荷重-変位曲線の荷重を36倍とした。変位は群杭効果を考慮せず、そのままとした。図-10より、初期剛性は杭が最も高く、載荷荷重100MN付近で明確な降伏挙動を示した。一方、ケーソン基礎は変位が0.5m範囲内であれば明確な降伏点を示さない。ここで、道示より杭の鉛直支持力は、相対変位が10%に到達した時としている。ここでは、変位が0.1mに到達した時である。C-2では杭の相対変位が10%に到達した時、杭よりも高い支持力を示している。C-3では支持力は同じだが明確な降伏点を示していない。一方、C-4は明確な降伏点を示さないが、支持力は杭に劣る結果となった。ここで、杭基礎は、杭先端部の地耐力と杭周面での周面摩擦力の和が支持力となる。一方、ケーソン基礎は基礎底面の地盤の地耐力のみである。よって、初期剛性は周面摩擦力がある杭基礎の方が高い剛性を示した。

表-5 極限支持力算出結果

CASE	FEM (kN/m ²)	道路橋(kN/m ²)	BCR
C-1	4685	3471	1.35
C-2	4102	2670	1.54
C-3	4029	2536	1.59
C-4	3718	2403	1.55
C-5	3378	2269	1.49

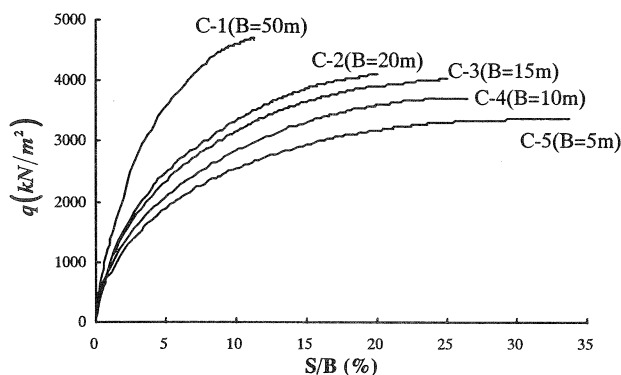


図-9 荷重-相対変位曲線

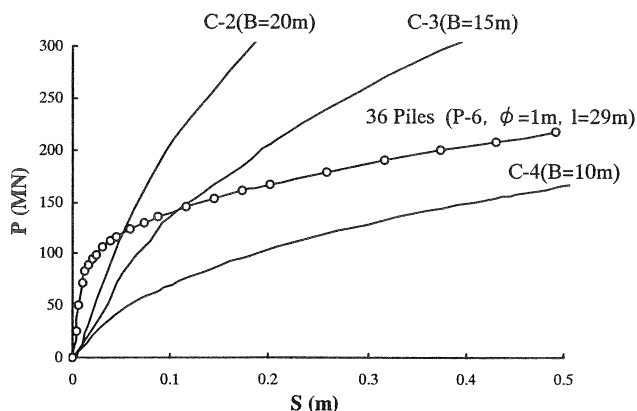


図-10 荷重-変位曲線

4. まとめ

琉球石灰岩層を支持層とした杭基礎及びケーソン基礎に対して弾塑性 FEM 解析を適用した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 杭の鉛直載荷試験と FEM 解析結果を荷重-変位曲線にて比較を行った。地盤定数は道示に従い N 値から算定し、地盤のモデルは Mohr-Coulomb モデルを使用した。その結果、特別な地盤定数の算定方法や特殊なモデルを使用しなくても、ある程度は試験結果を再現することができた。鋼管杭と地盤の挙動を再現するインターフェース要素の強度低減係数 R は、養生期間によって適切に使い分ける必要がある。
- (2) 琉球石灰岩層を支持層とするケーソン基礎と杭基礎の支持力特性を比較した。その結果、杭基礎の初期剛性は高く、荷重-変位曲線にて明確な降伏点を示した。一方、ケーソン基礎の初期剛性は小さいことが分かった。
- (3) 本論文では、琉球石灰岩層を支持層とした杭基礎及びケーソン基礎の解析を行った。今後は琉球石灰岩層の地盤性状を更に考慮し、このような基礎の詳細な解析及び検討を行う予定である。

5. 参考文献

- 1) 屋良・東浜：古宇利大橋における琉球石灰岩層の支持力特性について、しまてい, No11.pp28-32
- 2) 神村・親川・又吉：琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の支持力特性について、第 37 回地盤工学研究発表会, VOL2.pp.1435-1436.2002
- 3) 神村・親川・又吉：琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の載荷試験について、第 14 回沖縄地盤工学研究発表会, pp52 - 57.2001.11
- 4) 西嶋・松本：珪藻泥岩に打ち込まれた鋼管杭鉛直載荷試験の FEM 解析、第 31 回地盤工学研究発表会, VOL2.pp.1623-1624.1996
- 5) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I 共通編, IV下部構造編集, 平成 14 年 3 月
- 6) 土木工学編：工学ハンドブック (第 4 版土木), pp395 - 423
- 7) PLAXIS Version7, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. Delft University of Technology, Netherlands
- 8) 道・松本：珪藻泥岩に打ち込まれた鋼管杭の静的載荷試験の FEM 解析、第 29 回土質工学研究発表会, VOL2.pp.1441-1442.1994
- 9) 新城・瀬戸内：琉球石灰岩砕砂と鋼材の摩擦特性、第 36 回地盤工学研究発表会, VOL1.pp.537-538.2001
- 10) 龍岡：室内せん断試験・原位置試験・安定解析・模型実験・実構造物の挙動について、わかりやすい土質力学, pp.51-107

14. 琉球石灰岩の弾性波速度と性状

大和探査技術株式会社 内田 一之
高久 和彦
古市 周二

はじめに

建設工事を目的とした地盤調査に用いられる物理探査にあって多用される手法は弾性波探査（屈折法）である。しかし、この手法を用いて琉球石灰岩を調査した場合には細かい評価をすることが困難である。一方、ボーリング孔を利用したP S 検層による速度値は、深度方向による測定のために岩質と対比できる。そこで「地盤調査への検層利用－速度検層・水分検層－（1998. 11）」のその2として、今回の発表では、琉球石灰岩の弾性波速度（P波速度： V_p ，S波速度： V_s ）と岩質の関係について報告する。

1. データ取得方法（P S 検層）

P S 検層とは、ボーリング孔壁周辺地盤の弾性波速度（ V_p ， V_s ）を求め、その速度値によって地層の硬軟・風化の程度・亀裂の多少等の評価を行う方法である。測定方法には2種類あり、それはダウンホール式と振源・受信器一体型方式（サスペンションP S 検層）がある。ダウンホール方式では、孔内水が無くても受振器の圧着装置を使って孔壁と一体化し、地表からの人工的な弾性波を受振する。振源・受振器一体型の方式では浮遊型の受振器であるために、孔内水を介して孔壁に発振器からの振動を与え弾性波を伝播させる。両手法ともに裸孔で測定することが望ましい。

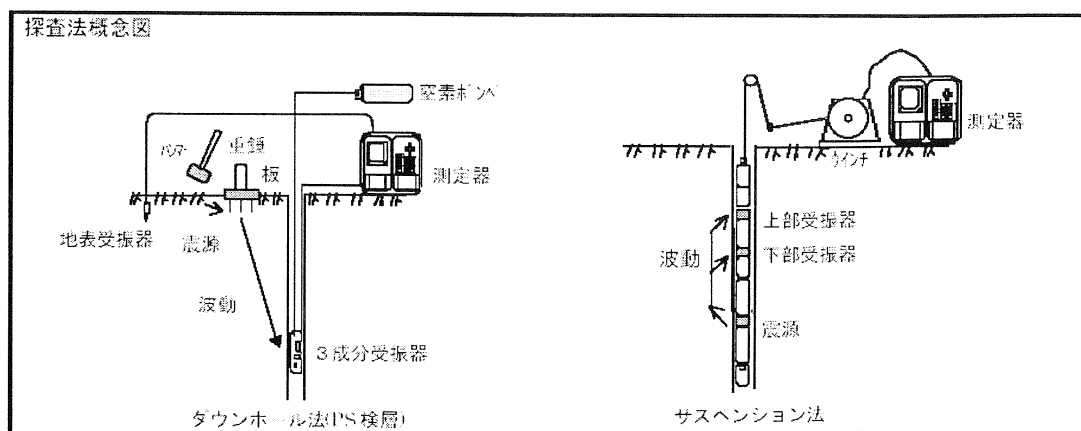
この測定方法について簡単に説明すると以下のとおりである。（図－1 参照）

（1）ダウンホール方式（板たたき法）

ボーリング孔内の所定の深度に受振器（1点3成分）をセットし、地表に設定したP波，S波発振装置で起振させ、弾性波の伝播時間を測定する。通常の受振点間隔は1～2 mである。

（2）振源・受振器一体型方式（サスペンションP S 検層法）

孔内に振源・受振器一体型のプローブを挿入し、単位区間（受振点間隔1 m）の弾性波伝播速度時間を測定して速度値を求める方法である。



図－1. P S 検層法概要図

2. 測定結果の統計

(1) データの集計と傾向

ボーリング孔約40箇所(1,086区間)の速度値(V_p ・ V_s)を集計した。これらのボーリング調査は、琉球石灰岩の分布する地点だけではなく、未固結層の分布する平地及び固結した岩石の分布する地区でのデータも含まれている。しかし大部分は、平地での調査結果である。この40箇所(1,086区間)で求めた速度値の状況をヒストグラムで示したのが図-2である。

これによると V_p にあつては速度値が1,700~1,800 m/sec付近に大きいピークがあり、次に2,100~2,200 m/sec 付近にピークがある。 V_s にあつては300 m/secと700 m/secにそのピークがあることが判る。孔内水(水の弾性波速度は約1,500 m/sec)が比較的地下浅所に在ることから、 V_p は、1,700~2,300 m/secの値が多いのに比べ、 V_s の値は含水状況に左右されないために、大部分が1,000 m/sec以下となっていることが判る。

また図-3は琉球石灰岩(396区間)の速度値ヒストグラムを示した。これによると、全体の速度ヒストグラムとほぼ同様の傾向を示していることが判る。 V_p のピーク2箇所と V_s のピーク2箇所は対となっている。

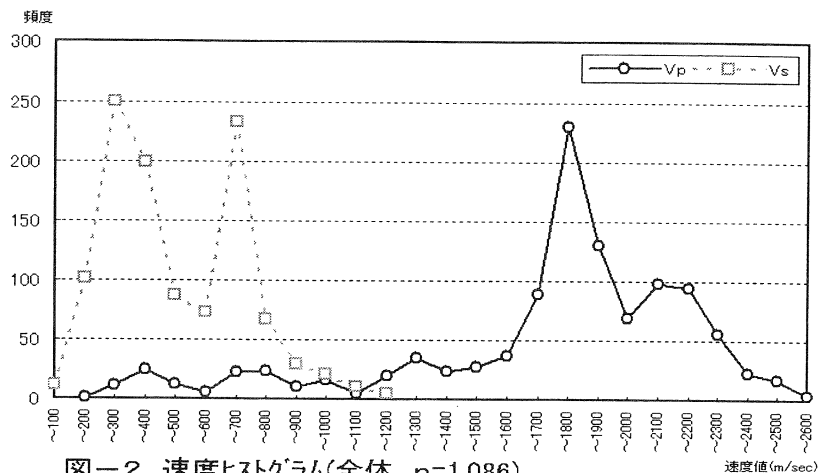


図-2. 速度ヒストグラム(全体、n=1,086)

(2) V_p - V_s の相関

図-4には、 V_p - V_s 全体の相関を示した。

これによると、 V_p が1,500 m/sec以上になると V_s の値にバラツキが多くなることが判る。バラツキの発生理由としては、やはり地下水-土粒子間を充填している水があることによって V_p が大きくなることによると考えられる。

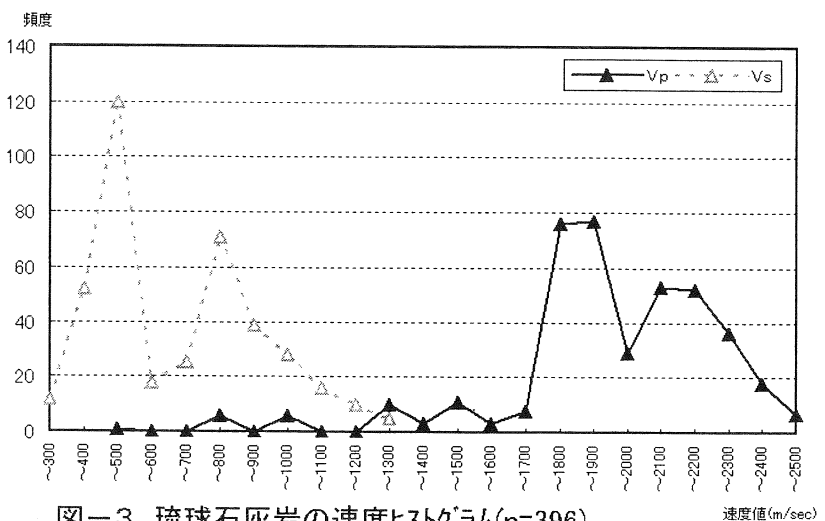


図-3. 琉球石灰岩の速度ヒストグラム(n=396)

(3) 琉球石灰岩の深度と速度

一般的な現象として、固結した岩石にあつては、地下深度が増加するにしたがつて風化作用の影響を受けることが少なく、新鮮な岩質となり、弾性波速度が増す傾向にある。しかし、琉球石灰岩にあつては、表層近くにあつても大きい速度値を示したり、また深い位置にあつても速度が小さい値を示す傾向にあり、不均質であることを図-5、図-6は示している。

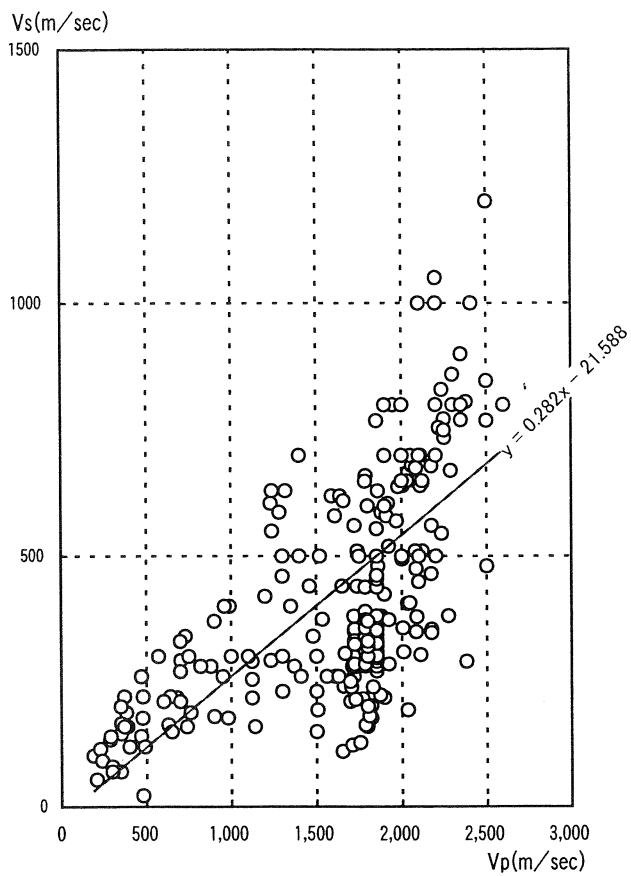


图-4. V_p - V_s (全体, $n=1,086$)

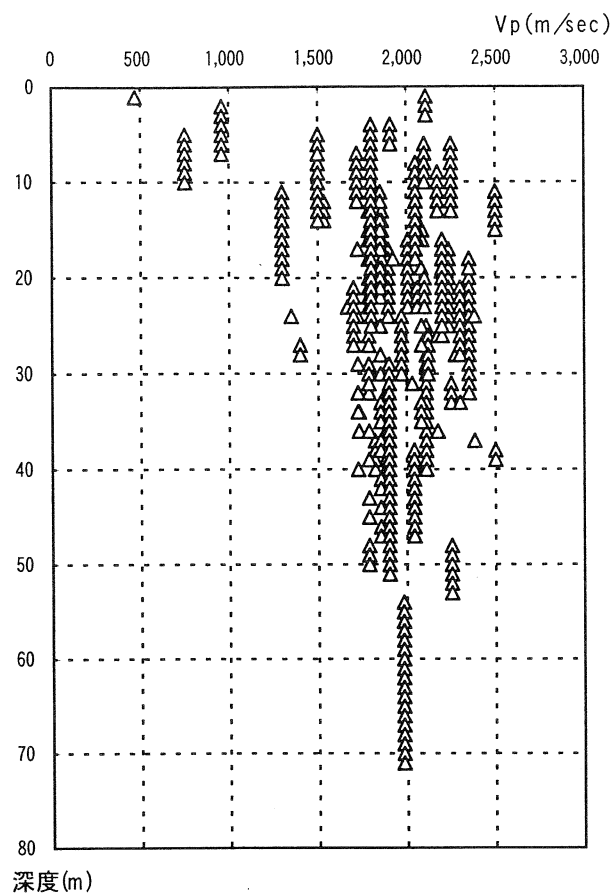


图-5. V_p -深度 (琉球石灰岩, $n=396$)

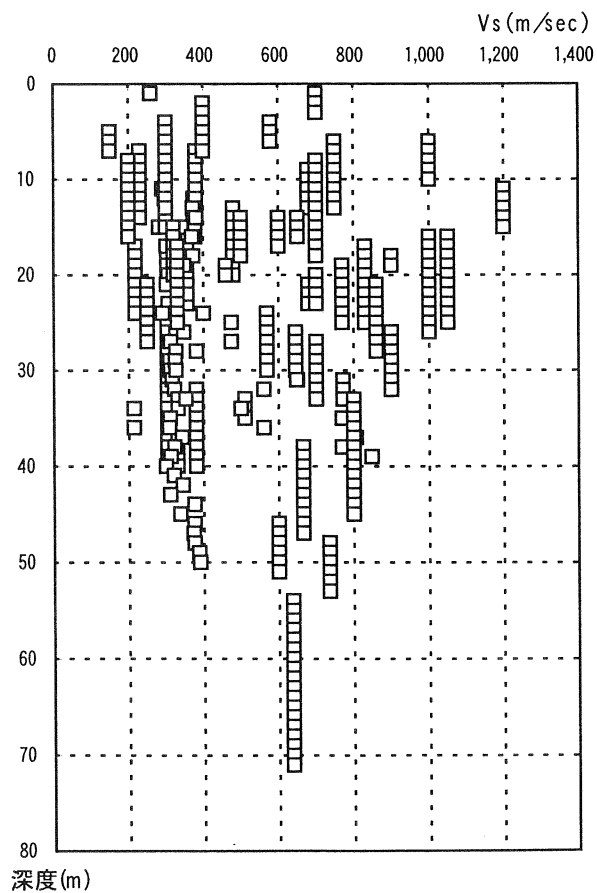


图-6. V_s -深度 (琉球石灰岩, $n=396$)

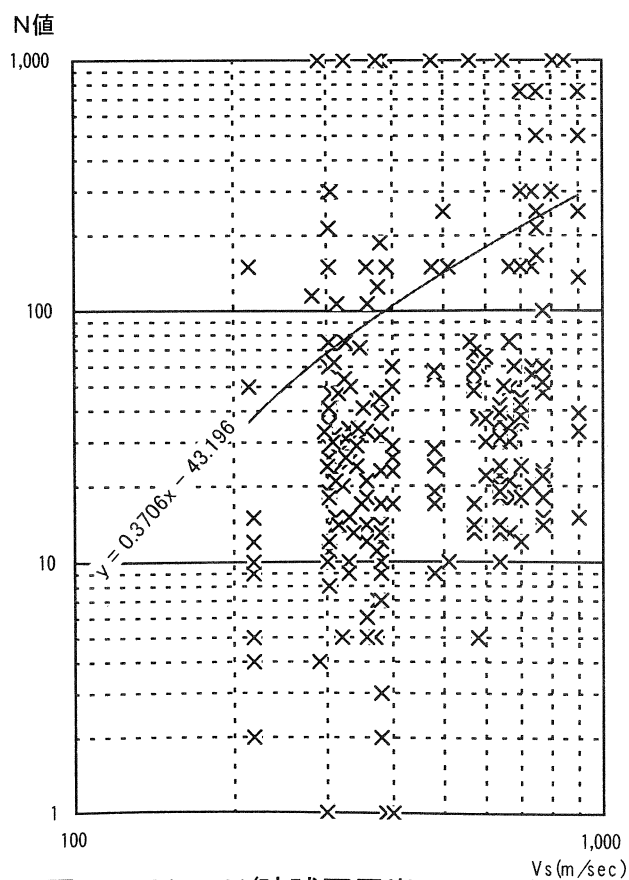


图-7. V_s -N (琉球石灰岩, $n=235$)

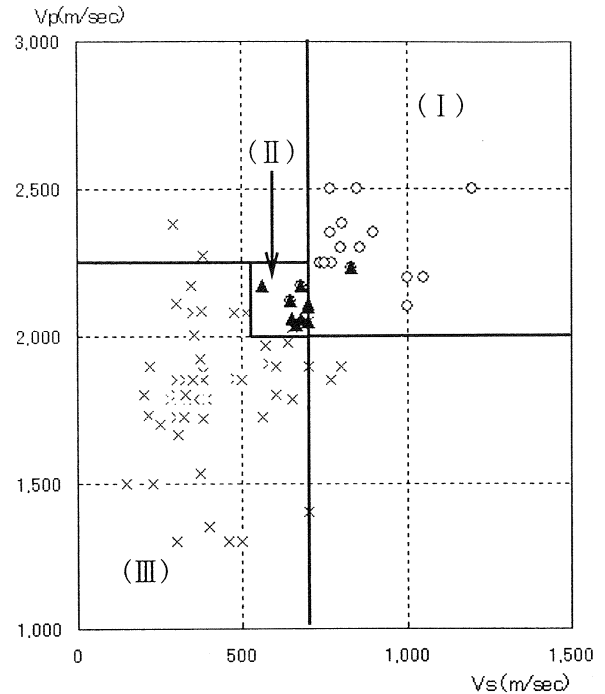
(4) ボーリングコアの状態と速度

図-8は、琉球石灰岩の $V_p - V_s$ の相関にボーリングコアの状態を加えた図である。

ボーリングコアの状態と速度の関連をまとめると下表の3つの状態に分類できた。

表-1. コアの状態と速度

ボーリング コアの状態	記 号	弾 性 波 速 度(m/sec)	
		V_p	V_s
I 短 柱 状 ～ 柱 状	○	2,100～2,500	700～1,100
II 砂礫状と岩片(一部短柱状)	▲	2,000～2,250	550～700
III 砂 礫 状	×	2,250以下	700以下

図-8. $V_p - V_s$ (琉球石灰岩, n=394)

ま と め

琉球石灰岩が不均質であり、原位置における地盤の評価方法は、大変難しいことが判る。そこでP S 検層の結果を評価の一要素として用いることができるのではないかと考えて、過去に得られたデータの統計処理を試みた。その結果は表-1にまとめることができた。これによると、琉球石灰岩の評価には、 V_s (S波速度) を用いたほうが良いのではないかと判り、その速度値が700 m/sec 以上であると良好な地質と判定される。

引用文献

- 1) 物理探査学会(1989.6): 図解 物理探査 P.212～P.213
- 2) 物理探査学会(2000.3): 物理探査適用の手引き P.31
- 3) 高久和彦・古市周二(1996.11): 沖縄における弾性波速度と地質
- 4) 高久和彦・内田一之・古市周二(1998.11): 地盤調査への検層利用ー速度検層・水分検層ー

15. 琉球層群のN値に関する統計的性質について

琉球大学工学部生 ○古謝 昌也
琉球大学工学部 原 久夫

1 はじめに

沖縄県の代表的地層には、沖積層、琉球層群、島尻層群、嘉陽層、名護層、今帰仁層、本部層がある。琉球層群は琉球列島に広く分布しており、琉球石灰岩と砂礫、砂状、粘土状などでできた層である。この層は地層が不均一で、強度にばらつきがあるため支持層とするには、設計、施工上の取り扱いが難しいという問題がある。そのため、琉球層群を基礎地盤として評価する方法を確立したい。ここでは、沖縄本島と宮古島で実施されたボーリング調査結果から琉球層群について、そのN値データを抽出し、統計的性質を検討してみた。

本文では、N値データの50以上の値と総打撃長30cm以上を換算することにより、より実際の硬さに近い値を取って統計的に処理を行なった結果を報告する。

2 N値の抽出方法

調査地域は、沖縄本島の古宇利島、宮古諸島の池間島、来間島、伊良部島であり、四ヶ所から地層の特性を十分把握できる数量を確保した。調査対象として収集したボーリング数を表-1に示す。これらのボーリング地点の土質柱状図から対象層のN値データをすべて選び出し、自沈の値を除いた1214個を取り出し、整理した。

調査対象とした地層は、琉球石灰岩、砂礫層、砂質層などの琉球層群と判断される層を調査対象層とした。

表-1 ボーリング数

場所	ボーリング数
池間地区	5
来間地区	25
古宇利地区	15
伊良部地区	5
合計	50

3 N値の統計的処理

収集したN値の基本統計量を出し、N値のヒストグラムを作成して検討を行なう。N値に関する統計量としては次の3パターンについて検討した。

- N値 (N値の値が50以上のものはすべてN=50として統計処理する)
- 換算N値 (N値の値が50以上、総打撃長が30cm以上のものを次ページに示す方法で換算したN値)
- lnN値 (換算N値の自然対数)

表-2 換算N値の計算例

Case	N値	総打撃長	打撃長Ⅰ	打撃Ⅰ	打撃長Ⅱ	打撃Ⅱ	打撃長Ⅲ	打撃Ⅲ	換算N値
		(cm)	(cm)	(回)	(cm)	(回)	(cm)	(回)	
1	1	80	80	1					0.375
2	2	35	20	1	15	1			1.667
3	50	25	10	17	10	12	5	21	71
4	50	20	10	8	10	42			92

打撃Ⅰ：通常は0~10cm間の貫入打撃回数(回)

打撃長Ⅰ：打撃Ⅰで貫入した長さ(cm)

打撃Ⅱ：通常は10~20cm間の貫入打撃回数(回)

打撃長Ⅱ：打撃Ⅱで貫入した長さ(cm)

打撃Ⅲ：通常は20~30cm間の貫入打撃回数(回)

打撃長Ⅲ：打撃Ⅲで貫入した長さ(cm)

Case1 の計算 (打撃Ⅰ (回) で 30cm 以上貫入した場合)

$$30(\text{cm}) \times \frac{\text{打撃Ⅰ (回)}}{\text{打撃長Ⅰ (cm)}} = 30 \times \frac{1}{80} = 0.375$$

Case 2 の計算 (打撃Ⅱ (回) で 30cm 以上貫入した場合)

$$\text{打撃Ⅰ (回)} + \frac{\text{打撃Ⅱ (回)} \times \{30(\text{cm}) - \text{打撃長Ⅰ (cm)}\}}{\text{打撃長Ⅱ (cm)}} = 1 + \frac{1 \times (30 - 20)}{15} = 1.667$$

Case 3 の計算 (打撃Ⅲ (回) で N 値が 50 以上になった場合)

$$\begin{aligned} & \text{打撃Ⅰ (回)} + \text{打撃Ⅱ (回)} + \frac{\text{打撃Ⅲ (回)} \times \{30(\text{cm}) - \text{打撃長Ⅰ (cm)} - \text{打撃長Ⅱ (cm)}\}}{\text{打撃長Ⅲ (cm)}} \\ &= 17 + 12 + \frac{21 \times (30 - 10 - 10)}{5} = 71 \end{aligned}$$

Case 4 の計算 (打撃Ⅱ (回) で N 値が 50 以上になった場合)

$$\text{打撃Ⅰ (回)} + \frac{\text{打撃Ⅱ (回)} \times \{30(\text{cm}) - \text{打撃長Ⅰ (cm)}\}}{\text{打撃長Ⅱ (cm)}} = 8 + \frac{42 \times (30 - 10)}{10} = 92$$

表-3 は、N 値、換算 N 値、lnN 値の基本統計量を示したものである。図-1, 2, 3 はそれぞれをヒストグラムで表わしたものである

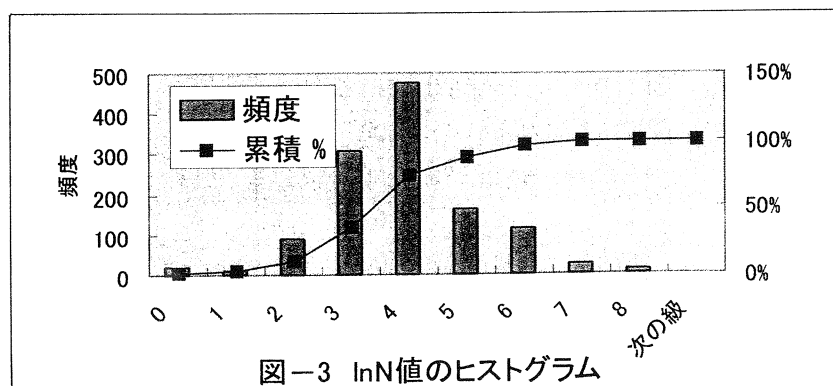
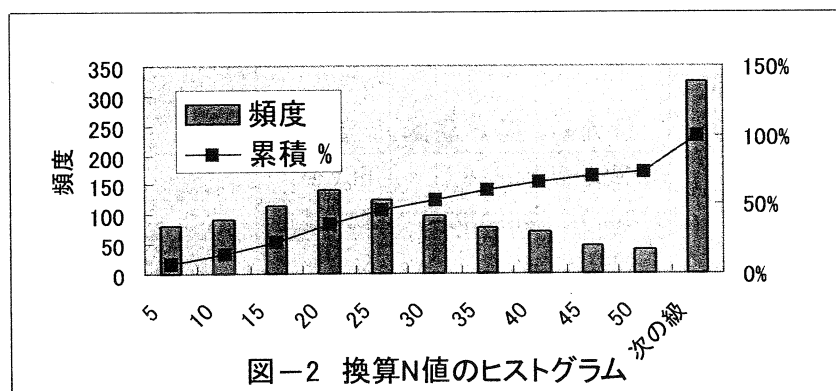
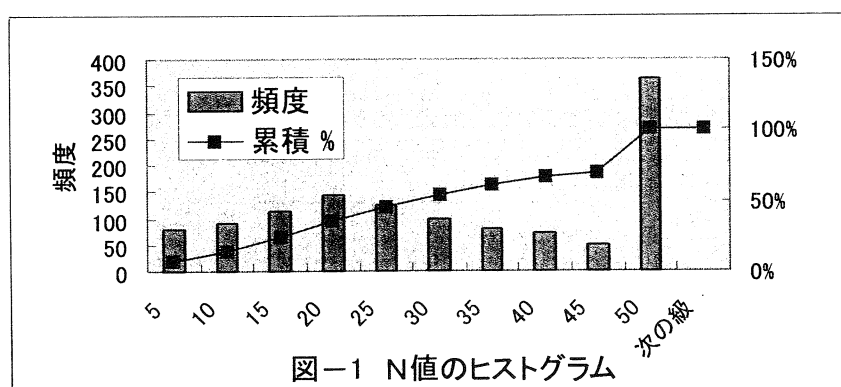
表-3 の N 値の基本統計量では、平均値は 29.74、標準偏差は 16.25 となっている。しかしここでは、N 値 50 以上を 50 として取り扱っているため、これらの値は、実際の琉球層群の硬さを反映しているとは言えない。従来のデータと比較してみるために、N 値が 50 以下となるサンプルについて基本統計量

表-3 基本統計量

	N 値	換算 N 値	lnN 値	N 値 50 以上の もののみ
平均	29.7397	72.91801	3.425216	22.38102
標準誤差	0.466521	4.564884	0.035994	0.420681
中央値 (メジアン)	28	28	3.332205	21
最頻値 (モード)	50	18	2.890372	18
標準偏差	16.25477	159.052	1.254117	12.55718
分散	264.2174	25297.54	1.57281	157.6828
尖度	-1.38149	48.35153	1.212816	-0.69373
歪度	-0.04073	6.237878	0.027733	0.300004
範囲	49	1499.647	8.354674	49.64706
最小	1	0.352941	-1.04145	0.352941
最大	50	1500	7.31322	50
合計	36104	88522.46	4158.213	19941.49
標本数	1214	1214	1214	891
最大値(1)	50	1500	7.31322	50
最小値(1)	1	0.352941	-1.04145	0.352941
信頼区間(95.0%)	0.915278	8.955943	0.070617	0.825644

を調べてみると、平均値は 22.4 となり、標準偏差は 12.6 となった。従来のデータ⁵⁾の平均値は 17.5 で標準偏差は 12.7 となっている。比較してみると、標準偏差は近い値を示したが、平均値に差が生じたことから、同一性は確認できなかった。また図-1 のヒストグラムを見ると、累積曲線は 50 以上のところで不連続となっている。

換算N値は、N 値 50 以上の値と総打撃長 30cm 以上の値を貫入状態に応じて換算したもので実際の硬さを反映していると考えられるが、その値は 0.353~1500 と非常に広範囲にわたる。そのため、換算 N 値の平均値は 72.92、標準偏差は 159 となる。さらに図-2 のヒストグラムは、N 値と同じように 50 以上のところで不連続となる。範囲が広い値に分布する場合にはその対数を取って分布を作ると都合の良いことが多い。そこで実際の硬さを反映していると考えられる換算 N 値の対数の分布を調べたものが図-3 である。図-3 のヒストグラムを見ると図-1、図-2 に比べるとより正規分布の形に近づいたことが確認できる。(図-4 を参照)



4 まとめ

琉球層群は不均質な地盤であり支持層としては取り扱いにくい地層である。琉球層群の工学的特性を調べるために、 N 値に着目して統計的性質を調べた。その結果を要約すると以下のようである。

1. N 値の値が 50 以上のものをすべて $N=50$ として取り扱った場合、実際の琉球層群の硬さを表わしているとは言えない。
2. 換算した N 値では、0.353~1500 と非常に広範囲な N 値となるため、統計的には取り扱いにくい。
3. 換算した N 値の自然対数を取ると、ヒストグラムが正規分布の形に近づいた。正規分布は統計的に計算がしやすいため、琉球層群の工学的性質を調べるのに有効である。

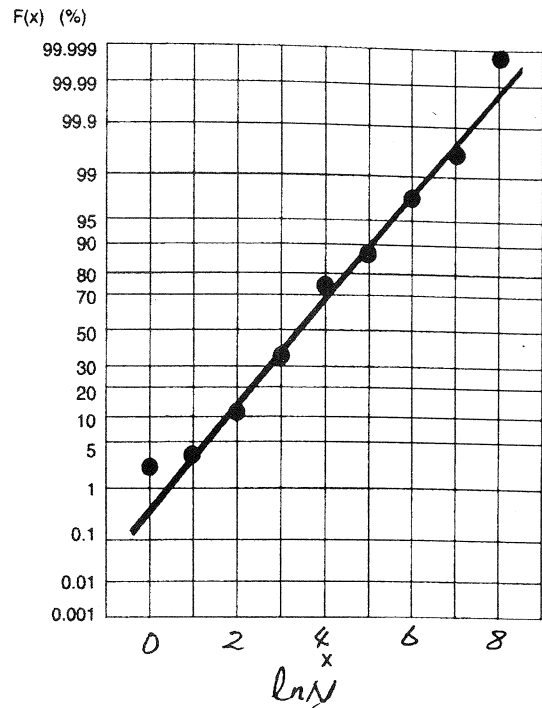


図-4 確率紙による検討

参考文献

- 1) 平良市：池間大橋測量土質設計委託業務技術検討委員会資料，1982.3
- 2) (株) 中央建設コンサルタント，大日本コンサルタント株式会社：来間地区県営一般農道土質調査業務報告書，1986.12
- 3) 沖縄県土木建築部：古宇利大橋土質調査業務土質調査報告書，1998.3
- 4) 沖縄県土木建築部：伊良部架橋地質調査委託業務土質調査報告書，1996.3
- 5) 玉寄梨奈子，原久夫，大城裕子：第12回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp.48-51，1999.11

16. 琉球石灰岩急崖での落石危険箇所の調査事例について

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩研究グループ

(株)中央建設コンサルタント 新垣正良 (株)大富建設コンサルタント 国吉真孝
○(株)ホープ設計 金城正幸 (株)岩下建技コンサルタント 長堂嘉光
(株)国建 長崎博樹、真栄田義安

1. はじめに

琉球石灰岩は、第三紀以前の地層を覆い石灰岩台地を形成するが、うるま変動に伴う断層活動でブロック状に傾動し、地層境界部では石灰岩堤と呼ばれる急崖を形成することが多く、斜面災害が多発している。琉球石灰岩地帯における斜面災害は、石灰岩特有のカルスト地形や岩相変化に富む性質などに起因して様々なタイプに分類されている¹⁾。本報告では、このタイプのうち落石の実態について、沖縄本島中部の伊祖断層に伴う石灰岩堤で実施された落石危険箇所の調査事例を報告する。

2. 調査の概要

(1) 急崖の状況

急崖は、高さ10～12m、延長45mの規模で、ほぼ垂直であり、崖下では文化財の復元整備が計画され、整備後は一般公開される予定である。この急崖の一部にはオーバーハング箇所があり、かねてから落石の危険性が指摘されていた。そこで崖面に分布する落石危険部を詳細に把握して対応策の検討に供することを目的に、以下の調査を実施し、落石災害の危険性について分析を試みた。

(2) 調査の方法

調査は崖面に単管パイプで足場を仮設し、崖面の徹底したチェックハンマーによる打撃音変化から、崖面の岩質、亀裂、浮石、剥離部などを検出して1/20の縮尺で崖面全体をスケッチした。崖面と仮設した足場の状況を写真1に示す。




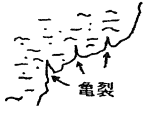

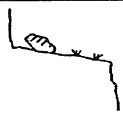


写真1 崖面と足場仮設状況

3. 落石危険個所の実態

(1) 落石の分類

観察結果より、対象とする琉球石灰岩の急崖に分布する落石危険個所は、形状や岩質の違いから表-1に示すように、①オーバーハング型、②抜け落ち型、③剥離型の3タイプに分類した。

表-1 落石の分類表

発生形態	地形・地質状況	スケッチ	説 明
オーバーハング	固 結 型		壁面とほぼ直角方向に迫り出し、壁面との接合部には水平方向の亀裂が発達する。迫り出し部は最大で 130 cm に達する。
	未固結型		上記の固結型と比べて迫り出し部が壁面に対し、若干の傾斜をもって迫り出す。迫り出し部は最大で 100 cm に達する。オーバーハング部には鉛直方向の亀裂が多数発達する場合が多い。
抜け落ち型落石	浮 石		主に固結度の弱い部分(未固結部)でまとまって確認される。未固結部では、固結の弱い部分が優先的に風化侵食されることにより、一部の固結した部分が残留し、浮石となる。壁面全体で最大径 10 cm 以上の落石が 51 箇所確認される。落石の大きさは殆どが 60 cm 以下で、そのうち 60 % は 20 cm 以下となる。
	転 石		壁面内または壁面上部の階段状の緩斜面において全体で 13 箇所確認される。大きさは 75 cm 以下である。
剥離型落石	固 結 型		厚さ数～十数cmの薄い板状の形状を成し、亀裂の発達により壁面本体と分離する。また完全に分離していない部分では濁音域として確認され、将来落石となる可能性が高い。全体で 117 箇所確認され、大きさは数cm～2m近いものまで様々である。
	未固結型		厚さ十数～二十数cmの厚く板状の形状をなし、亀裂の発達により壁面本体と分離するが、完全に分離していないものが殆どである。全体で 8 箇所確認され、大きさは数十cm～2m以上のものまで様々で比較的大きな落石が多い。

(2) 落石の分布状況

崖面調査の結果、落石危険個所は崖面全体でオーバーハング型が4箇所、抜け落ち型と剥離型を合計して188箇所が検出された。以下に多数を占める抜け落ち型と剥離型について要約する。

1) 抜け落ち型落石危険部

抜け落ち型は未固結部に多く、差別浸食により部分的に残った固結岩塊が落石危険個所となる。抜け落ち型落石には、崖面から未分離の状態の浮石タイプ(写真2)と一端分離後に崖面に留まる転石タイプ(写真3)があり、それぞれ51個と13個の計64箇所の危険個所が確認された。

2) 剥離型落石危険部

剥離型落石は亀裂により崖面より分離した落石危険部で、亀裂が内在し直接観察されないがチェックハンマーによる濁音域も剥離型に含めた。また、固結部と未固結部では落石の形状や規模が異なるため、固結タイプ(写真4)と未固結タイプ(写真5)に細分した。調査の結果125箇所の剥離型落石危険個所が検出された。

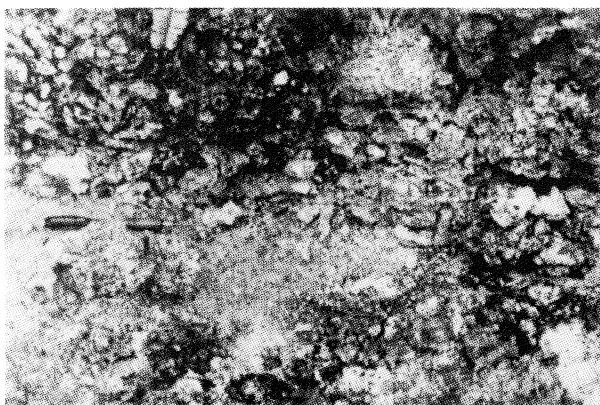


写真2 抜け落ち型 浮石タイプ



写真3 抜け落ち型 転石タイプ



写真4 剥離型 固結タイプ

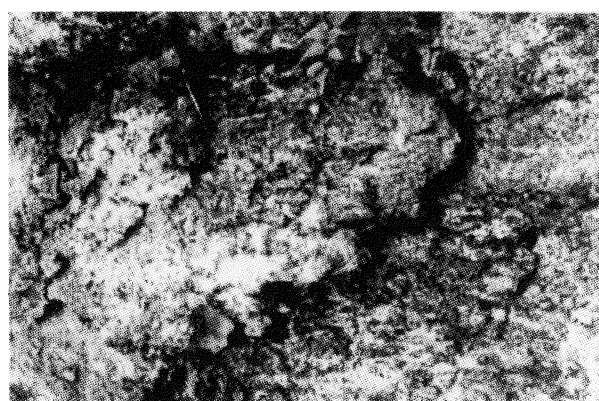


写真5 剥離型 未固結タイプ

(3) 落石の分析結果

これまでの調査結果を踏まえ、抜け落ち型と剥離型落石の長径、高さおよびエネルギーと個数の関係について分析を試みる。

1) 長径と個数の関係

長径と個数の関係を整理したのが図-1である。剥離型は182cmを最大とし、個数は20~29cmをピークに次第に減少する傾向にあるが、80cm以上で若干増加する。抜け落ち型の浮石タイプは60cmを最大とし、個数は10~19cmをピークに次第に減少している。転石タイプは75cmを最大とし、殆どが30cm未満に分布する。

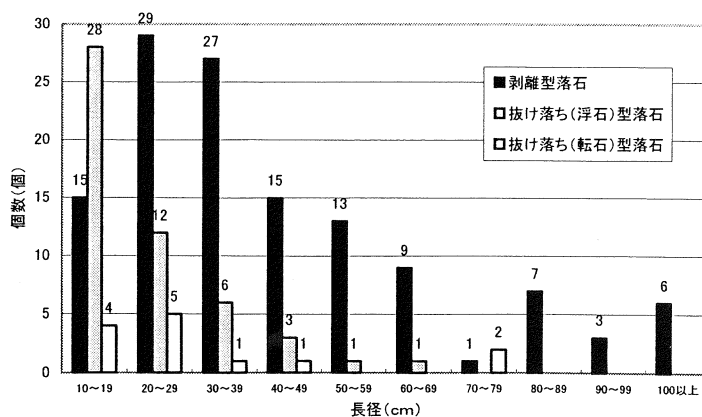


図-1 落石危険部の長径と個数

2) 高さとの関係

高さとの関係について整理したのが図-2である。剥離型は、高さ11m未満に分布し、4.0~4.9mをピークに次第に減少する傾向にあるが、8.0~9.9mでやや増加している。抜け落ち型の浮石タイプは高さ8m未満に分布し、4.0~4.9mをピークに次第に減少する傾向にあるが、2.0~2.9mで増加している。転石タイプは高さ5m以上に分布し、8.0~9.9mをピークに個数を減じている。

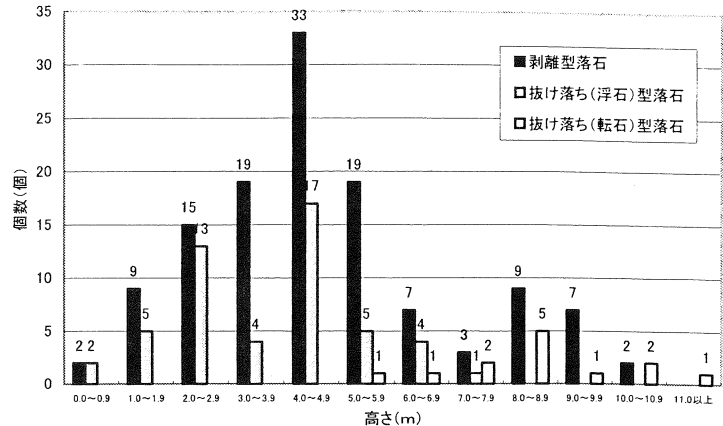


図-2 落石危険部の高さとの関係

3) 位置エネルギーとの関係

位置エネルギーとの関係について整理したのが図-3である。剥離型の位置エネルギーは20~15,000 J、抜け落ち型の浮石タイプが4~2,500 J、転石タイプが40~12,000 Jの範囲となっている。また、すべての落石タイプで1 k J未満が殆どを占めている。

落石便覧²⁾によると、落石防護網に小規模被害を与える落石の最小位置エネルギーは1 k Jとされていることから、これを基準にみると剥離型で28個、抜け落ち型で7個が1 k Jを超え危険性が高いと言える。

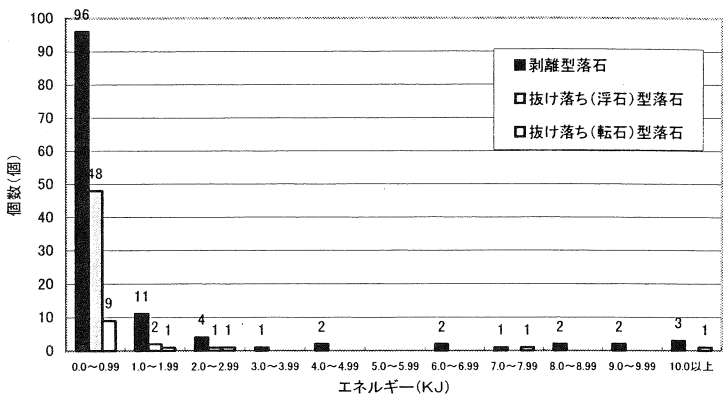


図-3 落石危険部の位置エネルギー

一般的な対策としては、1 k Jを超える落石はすべて取り除き、1 k Jに満たない落石については防護網等による対策が提案されよう。しかし、文化財の背景となる景観の保全や経済性等から、防護網に頼らずに安全性を確保するため、落石危険部はすべて取り除く方策も検討されている。

5. おわりに

岩相変化に富む琉球石灰岩急崖での落石危険個所の実態について事例を示したが、危険個所の多さとその対策の必要性を認識させられた。今後もさらに事例を収集し、タイプ毎に分析を行い、対策工法などについて整理して防災のあり方や対策の詳細についてまとめていきたい。

参考文献

- 1) 琉球石灰岩地帯に於ける斜面災害のタイプ分類について：2001、第14回沖縄地盤工学研究会、上原地盤工学研究所・琉球石灰岩研究グループ。
- 2) 落石対策便覧：2000、日本道路協会。

17. 石灰質シルトの鋼材との摩擦特性に及ぼすセメンテーションの影響

琉球大学農学部 新城俊也 小宮康明 宮城調勝
琉球大学大学院 ○島袋真希
鹿児島大学大学院連合農学研究科 永吉功治

1. はじめに

南西諸島の島々の周辺に分布する石灰質堆積物においてはセメンテーションが発達することがあり，地盤特性および構造物基礎との相互作用の把握にセメンテーションの影響を考慮する必要がある。本研究では，細粒分の卓越する石灰質土を対象に，人工的にセメンテーションを付加し，一面剪断試験による鋼材との摩擦試験を行い，摩擦特性に及ぼすセメンテーションの程度の影響について調べた。

2. 実験方法

沖縄本島北部のさんご礁海域の海底から採取した $75\mu\text{m}$ ふるい通過分(シルト以下の細粒分)を試料として用いた。試料および石膏の物理的性質を表-1 に，試料の粒度分布を図-1 に示す。

セメンテーション剤には石膏を用いた。セメンテーションの程度は，供試土の乾燥質量比 0, 10, 20, 30%の石膏添加量により変化させた。添加質量比は，供試土と石膏の両方を含めた実質部に対して間隙比が 1.15 となるように調整した。供試体の作成は圧密リング($\phi 60\times 20\text{mm}$)内に石膏添加試料を充填し，5 日以上水中養生して固化させた。固化後，圧密リングから脱型し，湿潤状態で摩擦試験に供した。なお，供試土の場合，所定の密度になるように直接剪断箱に供試土を詰め十分吸水させた。

試験装置は三笠式一面せん断試験装置を改良し，剪断面上の鉛直応力を測定している¹⁾。鋼材との摩擦試験では，上剪断箱の代わりに長さ 100mm，幅 80mm，厚さ 10mm 寸法の，表面粗さ $R_{\text{max}}=4\mu\text{m}$ 程度の比較的なめらかなステンレス製の鋼材を取り付けた。

鋼材との摩擦試験は圧密後，定圧試験と定体積試験を行った。圧密圧力は 50～500kPa の範囲で変化させ，また，定圧条件下では 0.05mm/min，定体積条件下では 0.1mm/min の変位速度で摩擦試験を行い，変位はそれぞれ 8mm まで与えた。

表-1 物理的性質

	石灰質土	石膏
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.78	2.64
液性限界 W_L (%)	26.0	—
塑性限界 W_P (%)	22.0	—
塑性指数 I_P	4.0	—
CaCO_3 含有量 (%)	≥ 90	—

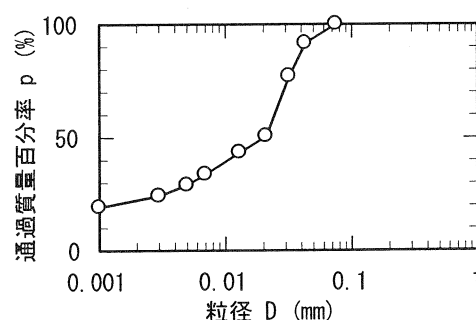


図-1 石灰質土の粒度分布

3. 実験結果

(1)定圧試験

図-2(a), (b), (c), (d)に、定圧試験による石膏添加量ごとの摩擦係数 τ/σ_N - 剪断変位 D 関係および垂直変位 ΔH - 剪断変位 D 関係を示す。石膏添加試料では、供試土に比べて τ/σ_N - D 関係は急激な τ/σ_N の増加を示し、その傾向は圧密圧力が小さいほど著しい。また、いずれの添加量においても圧密圧力にかかわらず剪断変位 8mm 付近では摩擦係数はほぼ一致している。 ΔH - D 関係では、石膏添加の有無にかかわらず、またいずれの圧密圧力に対しても体積収縮を示している。体積収縮量は添加量 20%以下に比べ、添加量 30%では減少している。

図-3(a), (b)はピーク時、および剪断変位 8mm におけるそれぞれの摩擦係数 τ/σ_N と圧密圧力の関係を、石膏添加量ごとに示したものである。供試土のピーク時における τ/σ_N は、圧密圧力にかかわらずほぼ一定値(0.48~0.50)を示している。一方、石膏添加試料の τ/σ_N は圧密圧力の影響を受け、圧密圧力が小さいほどその値は大きく、圧密圧力の増加に伴って供試土の値まで減少している。一方、剪断変位 8mm における τ/σ_N は、供試土、石膏添加試料いずれにおいてもほぼ一定値を示し、それらの値は 0.48~0.51 を示している。ピーク時の鋼材との摩擦角は、石膏添加試料の方が供試土より大きい。剪断変位を受けた状態での摩擦角は石膏添加量にかかわらず石灰質シルトと同じ値を示している。

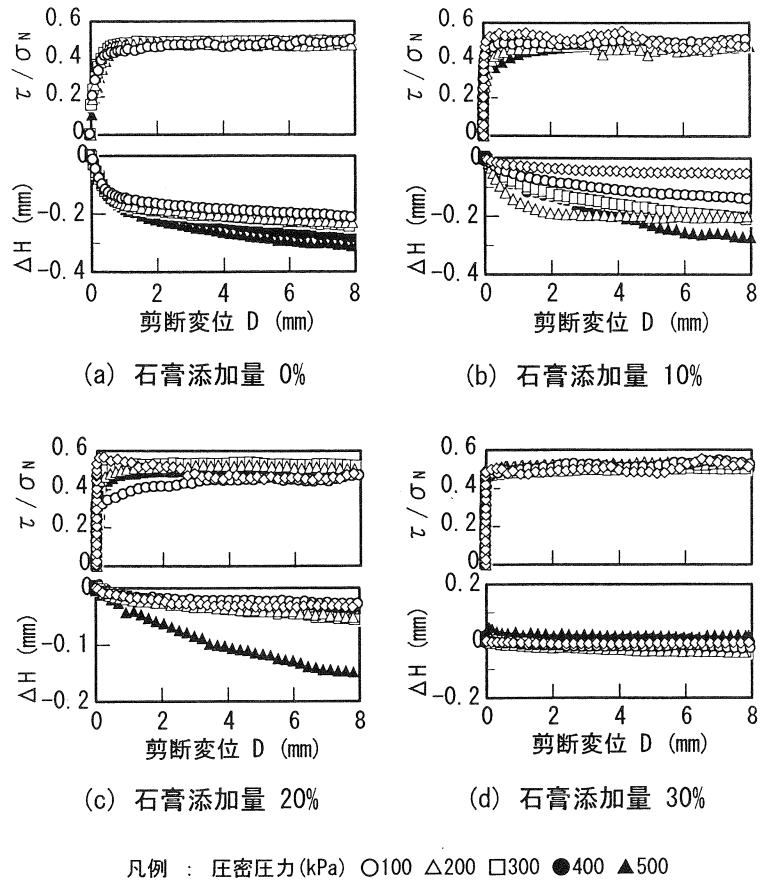
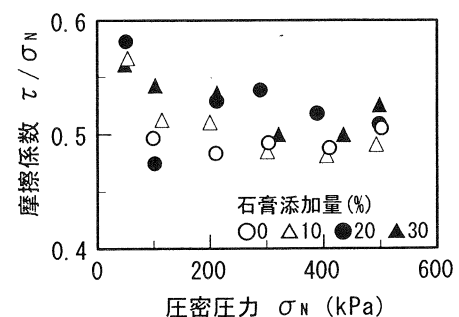
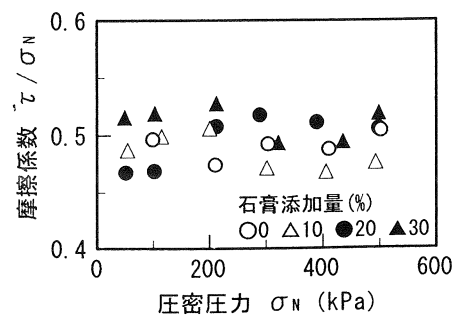


図-2 定圧試験結果



(a) ピーク時



(b) 剪断変位8mm

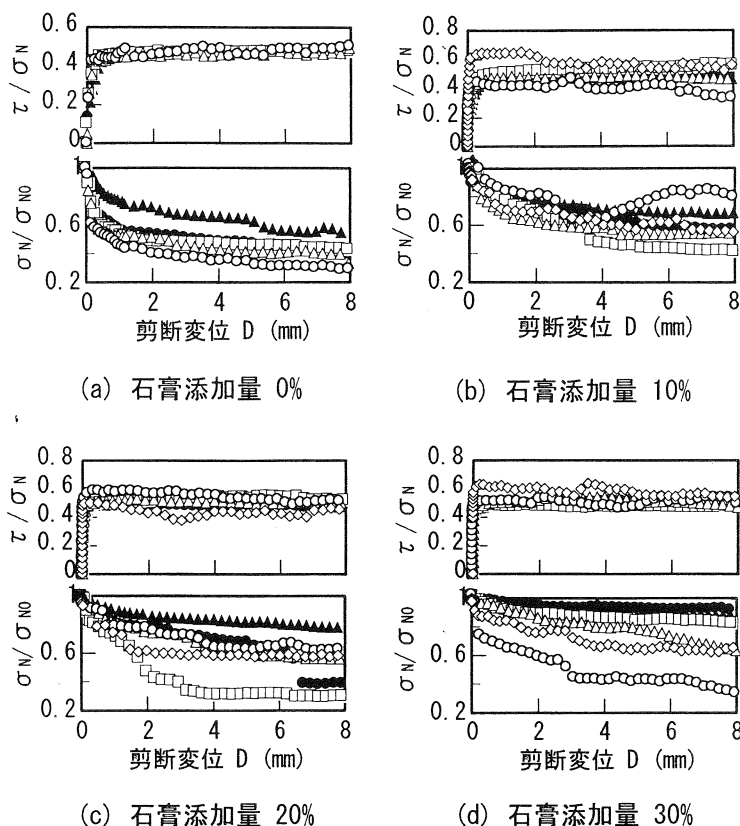
図-3 摩擦係数と圧密圧力の関係(定圧試験)

(2)定体積試験

図-4(a), (b), (c), (d)は、定体積試験による摩擦係数 τ / σ_N - 剪断変位 D 関係および鉛直応力 σ_N / σ_{N0} - 剪断変位 D 関係を石膏添加量ごとに示したものである。ここで鉛直応力は、剪断開始時の圧密圧力 σ_{N0} で正規化してある。供試土の τ / σ_N - D 関係は圧密圧力に関係なく一致している。一方、 σ_N / σ_{N0} - D 関係は、いずれの圧密圧力においても剪断変位の増加に伴って σ_N / σ_{N0} の著しい減少を示している。石膏添加試料では、添加量にかかわらず τ / σ_N - D 関係は供試土に比べて急激な τ / σ_N の増加を示している。応力比 σ_N / σ_{N0} はいずれの添加量でも減少傾向を示している。

図-5 は定体積試験による有効応力経路である。供試土では、有効応力経路は剪断変位の増加による鉛直応力の急激な低下を伴い破壊状態に至っている。一方、石膏添加試料では供試土とは異なり、わずかな鉛直応力の低下を伴って破壊線に至り、その後は鉛直応力の低下を伴って摩擦応力を減じている。この傾向は石膏添加試料では類似しており石膏添加量の影響は見られない。

図-6 は剪断変位 8mm における鉛直応力の低下 σ_N / σ_{N0} を、剪断開始時の鉛直応力 σ_{N0} に対して示したものである。ここで、剪断開始時の応力比 σ_N / σ_{N0} は 1 に相当している。供試土では鉛直応力は $\sigma_N / \sigma_{N0} = 0.4$ に低下し、一方石膏添加試料では 0.5~0.7 を示し、鉛直応力の低下はセメンテーションの発達によりいくらか軽減されている。



凡例：圧密圧力 (kPa) ○100 △200 □300 ●400 ▲500

図-4 定体積試験結果

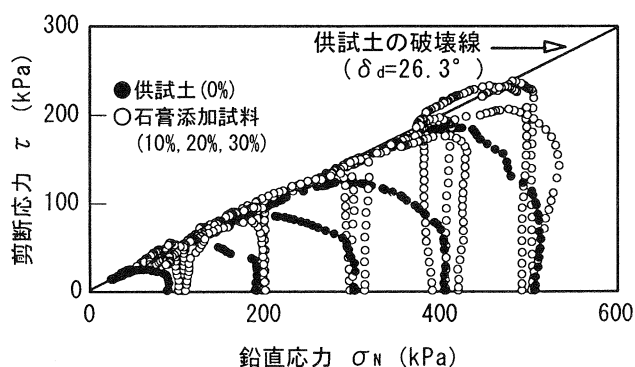


図-5 摩擦面上の有効応力経路(定体積試験)

4. 摩擦特性

図-7 は、定圧状態および定体積状態での摩擦試験による破壊時の応力状態を、まとめて示したものである。供試土の鋼材との摩擦角は $\delta_d=26.3^\circ$ であり、それに対して石膏添加試料の摩擦角は 200kPa 以下の鉛直応力では供試体の摩擦角よりわずかに大きな値を示しているが、それ以上の鉛直応力域では供試土の値とほぼ一致している。また、図中では供試土の内部摩擦角($\phi=37.5^\circ$)も比較している^{2),3)}。石灰質シルトと鋼材との摩擦角は石灰質シルトの内部摩擦角に比べて小さいことがわかる。

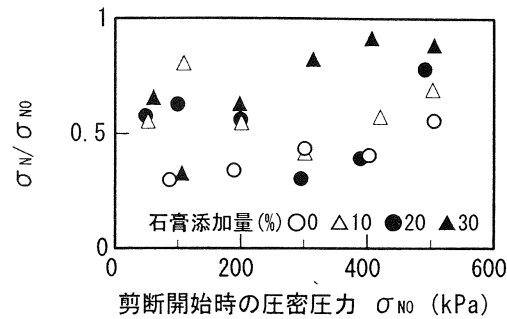


図-6 剪断変位8mmにおける鉛直応力の低下(定体積試験)

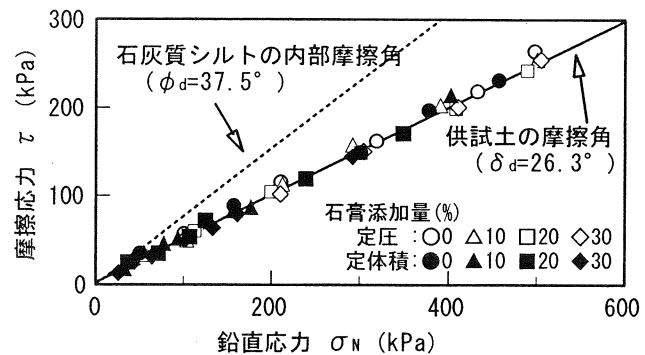


図-7 摩擦面上の破壊時の応力状態

5. まとめ

石灰質シルトと鋼材との摩擦特性についてまとめると以下のようである。

- (1) セメンテーションの発達により石膏添加試料の摩擦係数は増大するが、剪断変位の増加によってセメンテーションの効果は失われ、剪断変位 8mm においては供試土と同程度の摩擦係数を示す。
- (2) 定体積条件下での摩擦面上の有効応力経路は、供試土では鉛直応力の急激な低下を伴うのに対して、石膏添加試料はわずかの鉛直応力の低下を伴って破壊線に至る。
- (3) 定体積条件下の鉛直応力の低下はセメンテーションの発達により軽減される。
- (4) 石膏添加試料の鋼材との摩擦角は、低い鉛直応力の下ではセメンテーションにより供試土に比べて大きいですが、鉛直応力の増加に伴って供試土の値に低下する。

参考文献

- 1) 新城俊也，瀬戸内秀規：さんご礁石灰質堆積物の鋼材との摩擦特性，土と基礎，第 49 巻 8 号，4-7，2001
- 2) 新城俊也，小宮康明，島袋真希：石灰質シルトの鋼材との摩擦特性，平成 13 年度農業土木学会講演要旨集，468-469，2002
- 3) 新城俊也，小宮康明，宮城調勝，島袋真希，永吉功治：石灰質シルトの剪断特性に及ぼすセメンテーションの影響，平成 14 年度農業土木学会講演要旨集（投稿中）

18. さんご砂と鋼材との摩擦特性に及ぼす鋼材粗度の影響

琉球大学農学部

新城俊也

宮城調勝

小宮康明

有限会社 大 邦

○永吉功治

1. はじめに

さんご礁から供給された石灰質堆積物からなる地盤では杭の打ち込みに伴い周面摩擦が低下することが知られている。その原因として、杭周辺土のせん断に伴う体積収縮により杭表面への垂直応力が減少することが指摘されている。一般に破碎性地盤ではせん断により体積収縮を生じることから、周面摩擦力の評価には杭材と土の摩擦特性とそれに及ぼすせん断挙動の影響を把握する必要がある。

本研究では、一面せん断試験装置を用いた摩擦試験により、石灰質堆積物と鋼材との摩擦特性とそれに及ぼす鋼材表面粗さの影響について調べた。

2. 実験方法

試料は、さんご礁堆積物のさんご砂を用いた。実験には、2mmふるいを通させ、0.25mmふるいに留まる粒度の試料を用いた。試料の物理的性質と粒度分布を表-1と図-1に示す。なお、炭酸カルシウム含有量は95%以上である。

一面せん断試験装置は、せん断面における垂直応力が測定できるように改良した¹⁾。摩擦試験は、上せん断箱の代わりに長さ100mm、幅80mm、厚さ10mmの鋼材(ステンレス)を取り付けて実施した。鋼材の表面粗さは $R_{max}=5\mu m$ 、 $10\mu m$ 、 $30\mu m$ 、 $40\mu m$ に変化させた。供試体の寸法は直径6cm、高さ1cmであり、相対密度が約50%になるようにタッピング法により、試料を下せん断箱に詰めた。供試体成形後、水を注入して供試体を湿潤させた。

試験は、摩擦面の垂直応力を一定に保つ定圧試験および供試体の体積を一定に保つ定体積試験を実施した。両試験とも、圧密圧力(垂直応力) $\sigma_{n0}'=50kPa$ から700kPaのもとで行った。摩擦試験は圧密終了後、せん断変位速度0.5mm/minのもとで、せん断変位25mmまで実施した。

3. 実験結果

1) 定圧試験²⁾

図-2に、各鋼材粗度 R_{max} ごとに摩擦係数 τ/σ_n' とせん断変位 D の関係および垂直変位 ΔH とせん断変位 D の関係を示す。

摩擦係数 τ/σ_n' —せん断変位 D 関係では、摩擦係数は試験開始後せん断変位 $D=1mm$ 以内で急激に増加し、その後、せん断変位の増加に伴い摩擦係数はほぼ一定値に落ち着いている。その傾向は、圧密圧力や鋼材粗度の大きさに関わらずほぼ同じである。

一方、垂直応力 ΔH —せん断変位 D 関係では、垂直変位はせん断変位 $D=1mm$ 以内で急

表-1 物理的性質

土粒子密度	$\rho_s (g/cm^3)$	2.77
最大間隙比	e_{max}	1.66
最小間隙比	e_{min}	1.07
CaCO ₃ 含有率	%	96

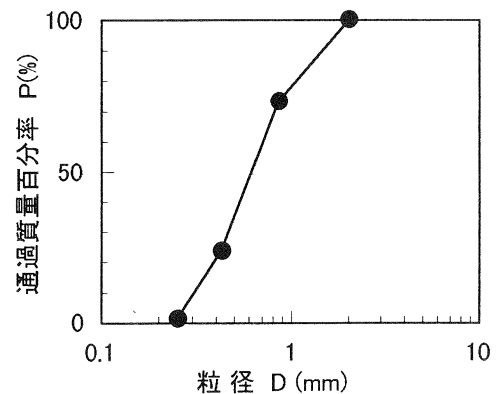


図-1 試料の粒度分布

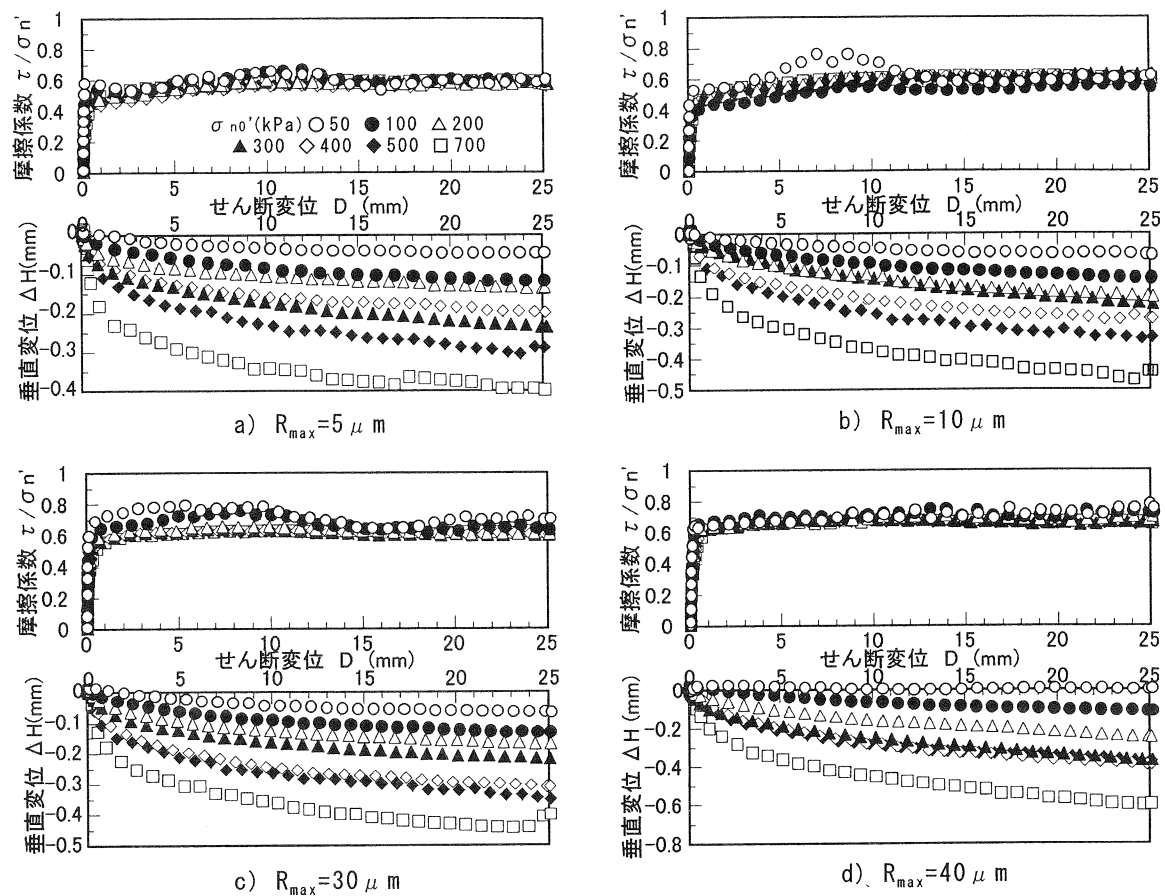


図-2 定圧試験結果

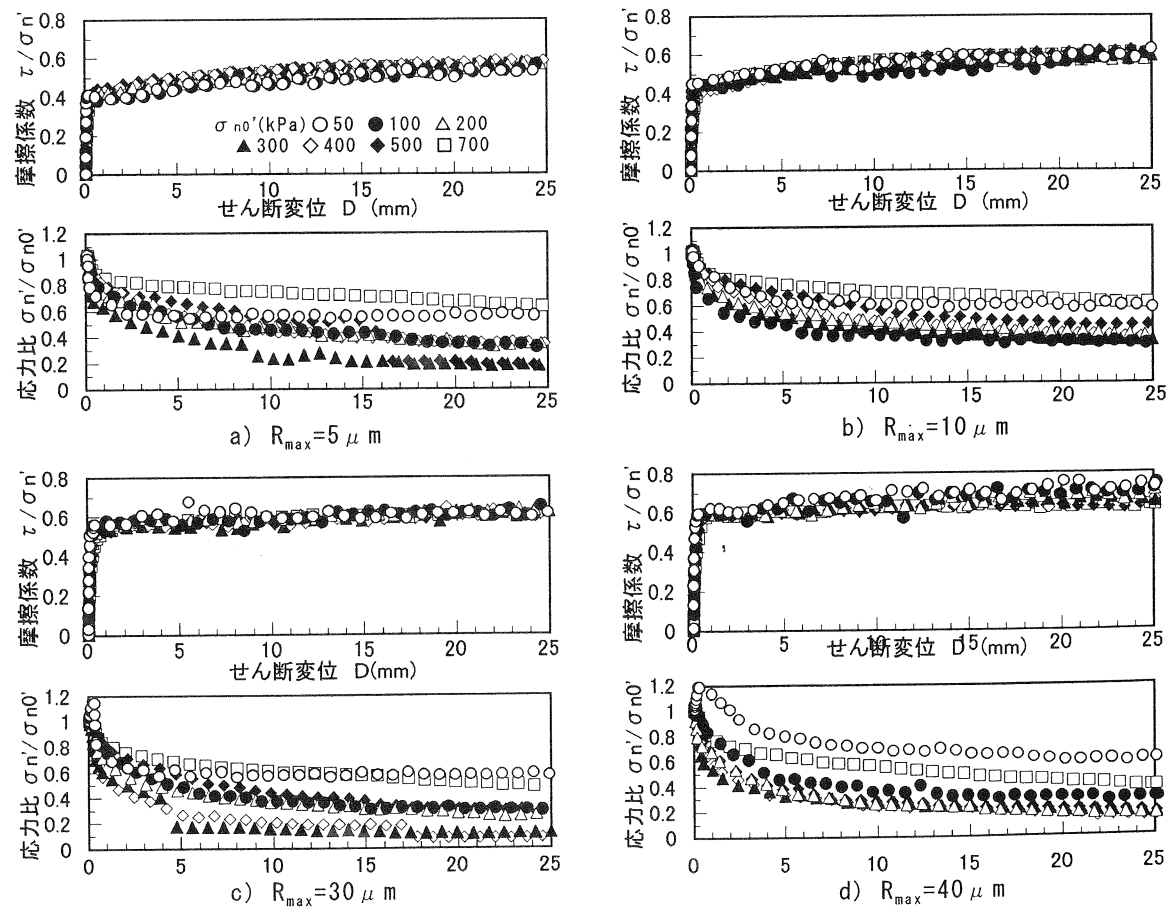


図-3 定体積試験結果

激に減少し、その後、せん断変位の増加に伴い垂直変位は徐々に減少している。その減少傾向は、圧密圧力および鋼材粗度の増加とともに著しい。

2) 定体積試験

図一3は、各鋼材粗度 R_{\max} ごとに摩擦係数 τ/σ_n' とせん断変位 D の関係および垂直応力 σ_n' とせん断変位 D の関係を示したものである。なお、垂直応力 σ_n' はせん断開始時の垂直応力 σ_{n0}' との比で示してある。

摩擦係数 τ/σ_n' —せん断変位 D 関係では、摩擦係数は試験開始後急激に増加した後、せん断変位の増加に伴い摩擦係数はほぼ一定値に落ち着いている。その傾向は、圧密圧力や鋼材粗度の大きさに関わらずほぼ同じである。

一方、垂直応力比 σ_n'/σ_{n0}' は、せん断開始後急激に減少し、その後、せん断変位の増加に伴い垂直応力は徐々に減少している。その傾向は、定圧試験における体積変化に対応している。

4. 考察

図一4は、鋼材粗度ごとに、定圧および定体積両試験における摩擦面上の応力経路を示したものである。両試験のそれぞれの応力経路は同じ破壊線上に達しており、試験法による摩擦係数の差はみられない。図一5に、さんご砂と鋼材との摩擦角 δ' と鋼材粗度 R_{\max} の関係を示した。摩擦角は、鋼材粗度の増加とともに $\delta'=30^\circ$ から 33° の値に増大している。

図一6は、定圧試験後の粒子破砕量と鋼材粗度の関係を各圧密圧力ごとに示したものである。ここでは、粒子破砕量は、せん断面領域付近に生じる粒子破砕量のみを把握することは困難なことから、全試料の 0.25mm ふり通過量 p を用いて評価した。破砕量は鋼材粗度の増加とともに、また、圧密圧力の増加に伴って増大している。

図一6は、定圧試験後の粒子破砕量と鋼材粗度の関係を各圧密圧力ごとに示したものである。ここでは、粒子破砕量は、せん断面領域付近に生じる粒子破砕量のみを把握することは困難なことから、全試料の 0.25mm ふり通過量 p を用いて評価した。破砕量は鋼材粗度の増加とともに、また、圧密圧力の増加に伴って増大している。

土と鋼材との摩擦角はせん断変位に伴う粒子破砕により土粒子が鋼材の微少な隙間に入り込むことで、最終的には土と土との摩擦角まで増

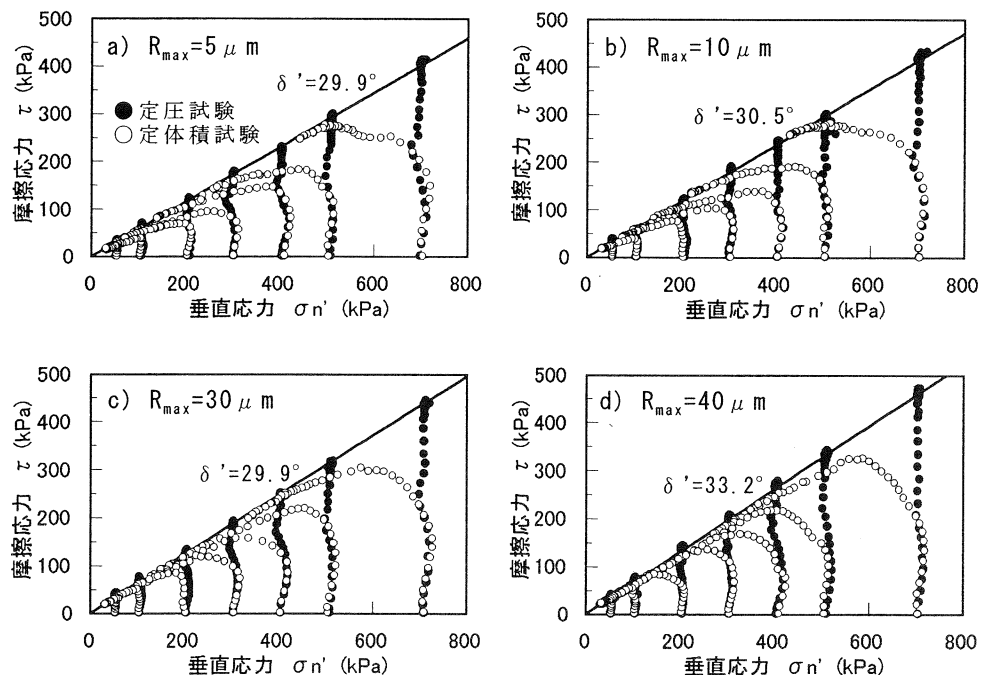


図-4 摩擦試験による応力経路

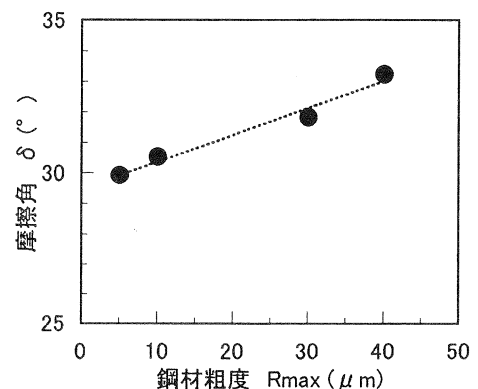


図-5 鋼材粗度と摩擦角の関係

大するとされている³⁾。一面せん断試験による限界状態の内部摩擦角はさんご砂で $\phi_{cv}=38.9^\circ$ ⁴⁾であるので、この値を用いて図-5の摩擦角 δ' を正規化した δ'/ϕ_{cv} と鋼材粗度 R_{max} の関係を図-7に示した。摩擦角は、鋼材の粗度の増加に伴って、内部摩擦角の約75%から約85%まで増大している。

杭表面のせん断挙動に着目すると、定圧試験は地盤剛性がほとんどない場合に、定体積試験は地盤剛性が極めて大きい場合にそれぞれ対応するとみなせる⁵⁾。

実際の地盤はセメンテーションや土粒子のかみ合わせ等により剛性を有することから、杭周面ではせん断により体積収縮を生じ、杭表面の垂直応力が低下するといえる。図-8に、定体積試験の結果から鋼材粗度 R_{max} と垂直応力比 σ_n'/σ_{n0}' の関係を各圧密圧力ごとに示す。圧密圧力 $\sigma_{n0}'=50\text{kPa}$ では、鋼材粗度に関わらず、垂直応力の低下割合はほぼ一定である。一方、圧密圧力 $\sigma_{n0}'=100\text{kPa}$ 以上の垂直応力においては、鋼材粗度の増加とともに垂直応力は徐々に減少している。

5. まとめ

鋼材の表面粗さを変化させて行ったさんご砂と鋼材との摩擦試験(定圧試験と定体積試験)の主な結果を以下に示す。

- 1) 鋼材との摩擦角は、定圧試験と定体積試験で一致する。
- 2) 摩擦角は、鋼材粗度の増加に伴い増大する。
- 3) 粒子破碎は鋼材粗度の増加とともに増大する。
- 4) 定体積条件下では、摩擦面に作用する垂直応力は鋼材粗度の増加とともに減少する。

参考文献

- 1) 新城俊也, 瀬戸内秀規: さんご礁石灰質堆積物の鋼材との摩擦特性, 土と基礎, 第49巻8号, pp.4-7, 2001
- 2) 新城俊也, 宮城調勝, 小宮康明, 永吉功治: 石灰質砂との摩擦特性に及ぼす鋼材粗度の影響, 第83回農業土木学会九州支部講演発表会(投稿中), 2002
- 3) 松本樹典: 杭材と土の境界摩擦実験, 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書, 地盤工学会, pp.160-178, 1999
- 4) 新城俊也, 瀬戸内秀規: 一面せん断試験によるさんご砂の強度特性, 平成12年度土木学会西部支部研究発表会(第1分冊), pp.198-199, 2001
- 5) 新城俊也, 小宮康明, 島袋真希: 過圧密シルトの一面せん断挙動, 第14回沖縄地盤工学研究発表会, pp.72-75, 2001

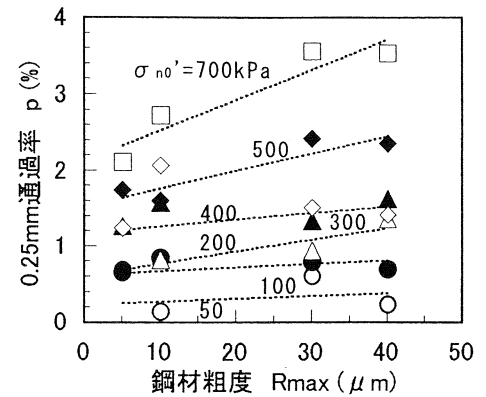


図-6 鋼材粗度と粒子破碎の関係 (定圧試験)

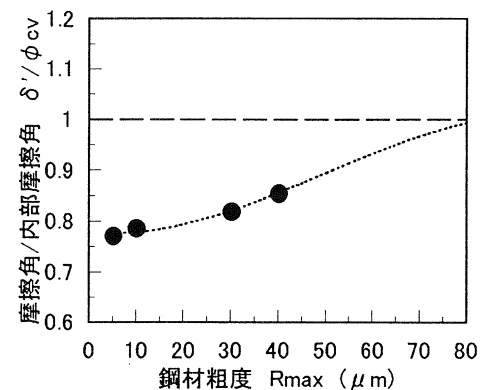


図-7 正規化した摩擦角と鋼材粗度の関係

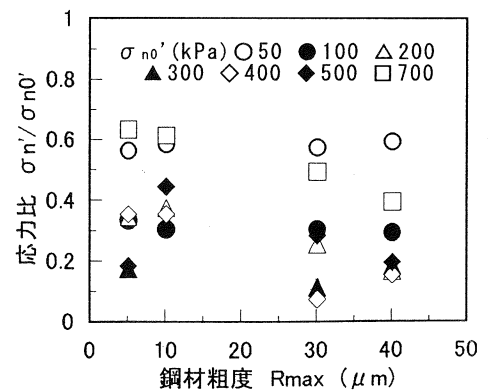


図-8 鋼材粗度と垂直応力の関係 (定体積試験)

沖縄地盤工学会会員

顧問	上原	方成	上原地盤工学研究所
	新城	俊也	琉球大学農学部
	宜保	清一	琉球大学農学部
会長	原	久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤	進	琉球大学工学部
	渡嘉敷	直彦	琉球大学工学部
会員	石井	正	パシフィックコンサルタンツ(株)
	伊野波	盛義	(株)中央建設コンサルタント
	大城	祐子	(社)沖縄建設弘済会
	喜納	源太	岡三リビング(株)
	知念	洋一郎	(株)大富建設コンサルタント
	新垣	健二	(株)沖縄建設技研
	砂川	尚之	(株)日興建設コンサルタント
	平良	聡	(株)沖技
	宗像	勇	(株)岩下建技コンサルタント
	名嘉	健	沖縄県
	宮城	富夫	上城技術情報(株)
	吉沢	光三	(株)清光研究所
	与那嶺	満	応用地質(株)

広 告 目 次

会 社 名

(株) 朝日建設コンサルタント	1
(株) アジア測量設計	1
宇部マテリアルズ (株)	1
応用地質 (株)	2
(株) 大富建設コンサルタント	2
大野産業 (株)	2
岡三リビック (株)	3
(株) 沖技	3
(資) 沖土質コンサルタント	3
(株) 沖縄建設技研	4
(有) 沖縄地盤調査	4
(株) 沖縄土木設計コンサルタント	4
(株) 沖縄物理探査	5
奥村組土木興業 (株)	5
オパス (株)	5
(株) 協和建設コンサルタント	6
(株) 京和土建	6
錦城護謄 (株)	6
(株) 国建	7
(株) 芝岩エンジニアリング	7
上城技術情報 (株)	7
新構造技術 (株)	8
(株) 誠研舎	8
(株) 大東エンジニアリング	8
(株) 中央建設コンサルタント	9
蝶理 (株)	9
(株) 東京ソイルリサーチ	9
地質調査業協会	10
(株) 南城技術開発	11
(株) 日興建設コンサルタント	11
不動建設 (株)	11
(株) ホープ設計	12
三井化学産資 (株)	12
琉球セメント (株)	12
リウコム (株)	13
(株) ワールド設計・(株) 海邦技研	13
(株) 岩下建技コンサルタント	13
(株) ソイル	14
沖縄地盤保証検査 (株)	14
(株) 白石	14

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

株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役社長・技術士 野里耕正

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

●土地区画整理 ●造成設計 ●施工管理
●土木設計 ●測量全般 ●補償業務

株式会社 アジア測量設計

代表取締役社長 松川清康

専務取締役 親川 勇

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

石灰、セメント系地盤改良材グリーンライム

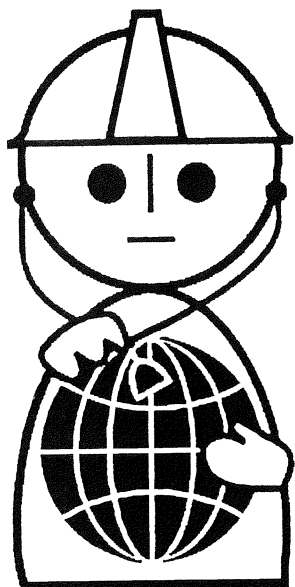
盛土補強、地盤安定用ジオグリッド テンサー
発砲スチールブロック軽量盛土工法 E P S 土工法
(三菱化学グループ製品特約店)



宇部マテリアルズ株式会社

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡ください。

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



地球のお医者さん

OYO

応用地質株式会社 沖縄支店

〒900-0025 沖縄県那覇市字壺川165番地

TEL :098-855-3515 FAX :098-855-3530



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役社長 玉那覇 定 治

代表取締役専務 比 嘉 一 郎

調査測量部長 国 吉 真 孝

本 社／〒901-2133 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号

電 話 (098)877-8221(代表)

F A X (098)877-8260

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル®「製造装置及び製品特許登録」



大野産業株式会社

取締役会長 當 野 幸 盛

代表取締役社長 當 野 幸 隆

本 社(生コン工場)

南風原町字新川345番地

☎098-889-4303(代)

たから工場(ホワイトコーラル製造)

東風平町字高良267-2番地

☎098-998-3065(代)

土木資材、新工法のパイオニア

ソフトなハードwerker



岡三リビング株式会社 沖縄営業所

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地

TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

【景観商品】

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

【盛土工法】

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

【軟素材】

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

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理・補償



株式会社

沖

技

代表取締役会長 小波蔵 政 良 代表取締役社長 兼 城 昇

常務取締役 照 屋 義 明

沖縄県浦添市屋富祖3丁目33番3号 (山城ビル3F)

TEL (098) 878-6575(代) FAX (098) 876-7408

営業種目

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



合資
会社

沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業 (11)-6592号

建設大臣登録 測 量 業 (9)-4599号

地 質 調 査 業 (9)-1061号

代表者 大 底 隆 一

常務 知 名 朝 盛

本 社：沖縄県浦添市勢理客四丁目21番6号 電話 (098) 877-4583・879-4470

～自然に優しく 未来を見つめて～

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

株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川 徹男 専務取締役 富田 清
技 術 士

常務取締役 金城 真明 取締役 栗国 明

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号

TEL(098)876-4805(代) FAX(098)878-7230

営業種目●土質試験●地質調査●さく井工事●磁気探査
地中の謎を解き、地域に貢献します。

OK (有)沖縄地盤調査

代表取締役 仲 嶺 茂 取締役調査部長 田港 朝博

取締役土質部長 与那城 健 取締役技術部長 兼本 健二

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

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

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計コンサルタント協会会員

登録部門

建設コンサルタント(建11)第6635号

測量業(7)第7313号

地質調査業(質)12第1879号



株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

顧問 宮 里 安 雄

代表取締役社長 比 嘉 弘 政

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2-54-2

☎ (098) 877-4634

FAX (098) 876-0759

磁気探査・地質・土質調査・測量設計

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録測量第(5)-13320号

代表取締役 平 良 恒 男

〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

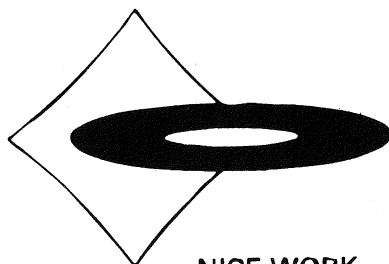
電 話 (098)834-4547(代)

F A X (098)833-1319

E-mail ogp-buturi@msd.biglobe.ne.jp

大地のように、大樹のように。

のびやかでまっすぐな気持ちで、人と社会の豊かな未来を創造したい。



NICE WORK

OKUMURA

ナイスワーク

Nice communicatioN

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

奥村組土木興業株式会社 本社/〒552-0016大阪府港区三先1丁目11番18号 TEL. (06)6572-5301(代表)
支店/東京・京都・神戸・広島 営業所/川崎・横浜・千葉・仙台・名古屋・三重・滋賀・奈良・姫路・高松・高知・徳島・和歌山・堺

環境創りに奉仕する！

オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

取締役専務 安 里 幸 男 環境事業部課長 安 里 昭

本 社 浦添市字前田1733番地の14 TEL.(098)877-7120
事業本部 宜野湾市嘉数2-17-3 TEL.(098)897-7201(代)
九州営業所 福岡市博多区半道橋2-6-57 TEL.(092)473-5672
北部営業所 名護市世富慶485-2 TEL.(0980)52-0218

営 業 種 目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
都市計画・上下水道・地質及び土質調査

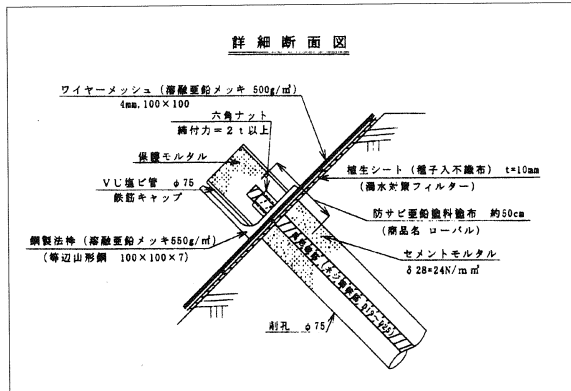
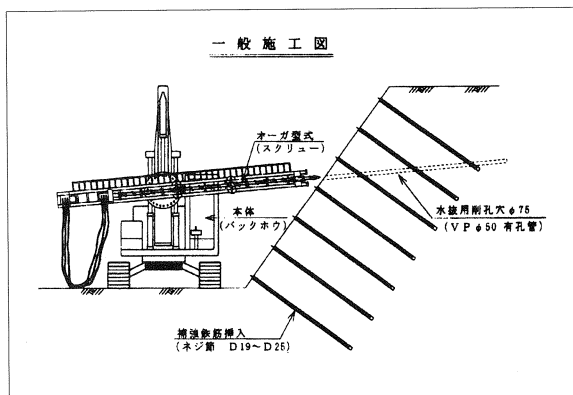
株式会社 協和建設コンサルタント

取締役会長 東 江 憲 六
代表取締役社長 儀 間 正 樹
取締役相談役 島 袋 定 雄
常務取締役 仲 村 起三郎

浦添市仲間1丁目22番7号

電話 (098)879-5016

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



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

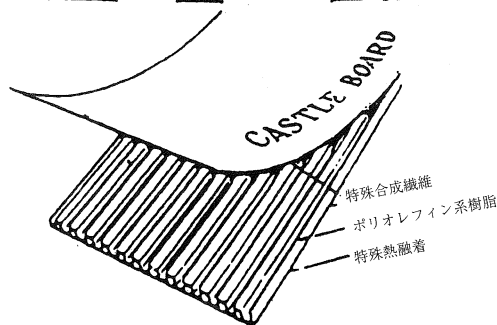
※安定計算は『日本道路公団』平成10年度刊「切土補強土工法設計・施工要領」による。

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

プラスチックドレン工法

キャッスルボード

大深度施工実績
中城湾港地盤改良工事



沖縄地区・総代理店

株式会社 南 興



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL0729 (92)2321~9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL03 (3433)2631~3 (新橋森ビル4F)

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

総合建設コンサルタント

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



株式会社 国 建

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

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

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



代表取締役 会 上 地 竹 芝 (土木 3期)

代表取締役 社 与 那 覇 強

取締役 技術本部長 友 利 龍 夫 (土木 14期)

技術部次長 知 花 悟 (土木 20期)

技術部 設計3課長 崎 濱 秀 治 (土木 21期)

技術部 設計3課 平 地 博 愛 (土木 37期)

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

文明を創造する技術のネットワーク

建設コンサルタント



上城技術情報株式会社

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号

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

ー建設コンサルタントー

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

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



新構造技術株式会社

代 表
取締役社長

技術士 曾 川 文 次

九州支店長 宮 崎 暢 隆

本 社：〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目4番20号(住友不動産亀戸ビル)

電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九 州 支 店：〒812-0012 福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)

電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

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

電話 098(941)1509 FAX 098(861)2792

営 業 品 目

土質・地質・岩石力学試験機の製造販売・研究開発
主たる機種・土の物理試験器具・一軸圧縮試験機
三軸圧縮試験機・せん断試験機・圧密試験機
貫入試験機・コアキャッチャー式サンドサンプラー



株式会社 誠 研 舎

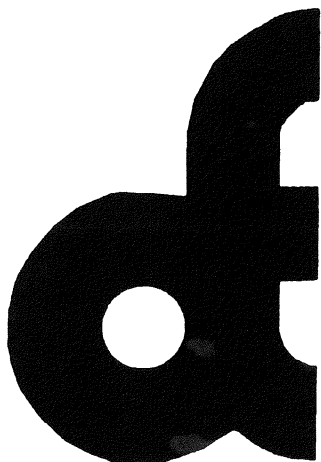
代表取締役会長 伊藤政雄 代表取締役社長 西山道夫

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

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

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

確かな手応えを未来へー



株式会社 大東エンジニアリング

建設コンサルタント業・測量業
地質調査業

代表取締役社長

大 城 榮 篤

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客4-16-9

TEL (代表) 098-878-1381

FAX (代表) 098-876-0793

技術部・調査部専用FAX 098-875-6821

営 業 種 目

土木関係の調査・計画・設計・監理、測量全般
地質・土質調査・試験、地下水調査及び開発
交通調査・交通計画



株式
会社

中央建設コンサルタント

代表取締役 砂 川 晃 章 取締役専務 砂 川 昌 逸
取 締 役 砂 川 秀 樹 取 締 役 友 利 和 夫
技 術 顧 問 比 嘉 定 喜

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

★赤土流出抑制シート

テ ク ト ン

高性能フィルター材



蝶 理 株式会社

沖縄代理店



★緑化式擁壁工の設計・施工

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大 阪 本 社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7
TEL. 06(6228)5356 FAX. 06(6228)5210
東 京 本 社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3
TEL. 03(3665)2286 FAX. 03(3665)2431
福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7
TEL. 092(781)8476 FAX. 092(712)2079

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



合 資 会 社 導 プ ラ ン ニ ン グ

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

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



株式 会社

東京ソイルリサーチ

ISO・9001
認証取得

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

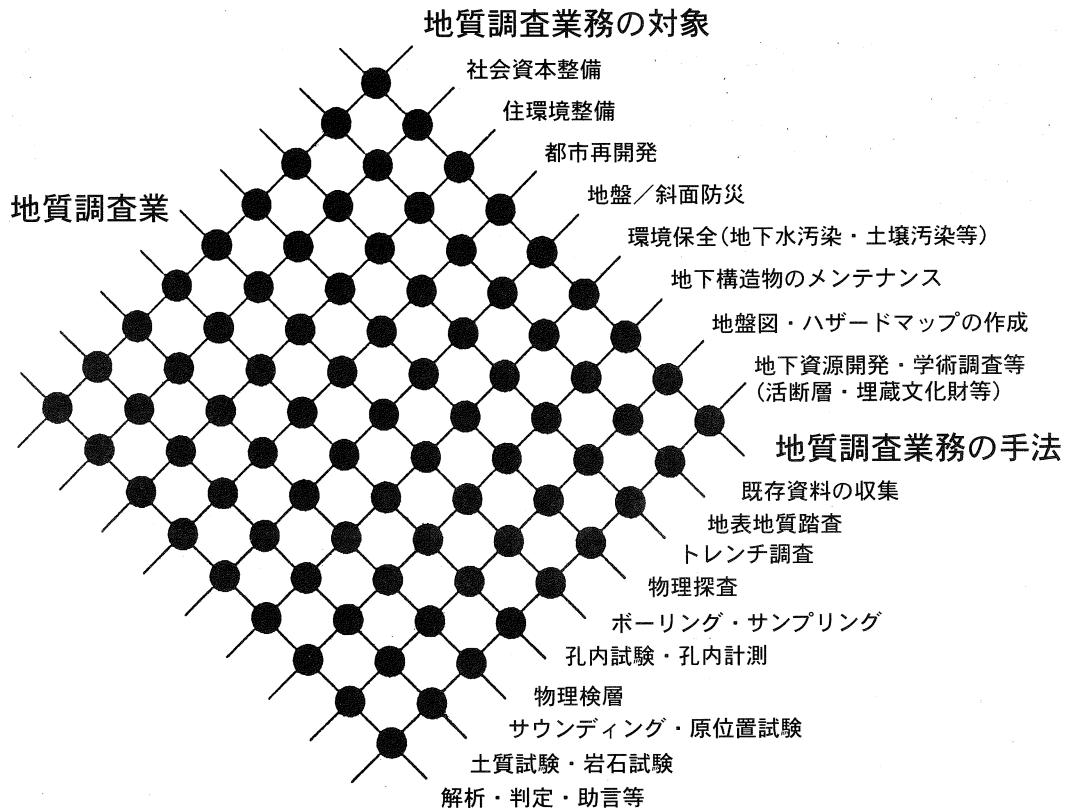
代表取締役 大 槻 修

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

所 長 吉 森 正 文

地球時代の知識情報サービスを目指して

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



社団法人 全国地質調査業協会連合会
沖縄県協会

〒901-0032 沖縄県那覇市松山2-1-12-402

電話 (098) 864-0578 ・ FAX (098) 951-0501

(株) アジア技研

(株) 岩下建技コンサルタント

(株) ニーズエンジニアリング

(株) 日興建設コンサルタント

(株) 新生建設コンサルタント

琉球建設コンサルタント (株)

応用地質 (株) 沖縄支店

(株) 協和建設コンサルタント

(資) 新藤土質調査

(株) ニチボー沖縄支店

(株) 大洋土木コンサルタント

(株) 大富建設コンサルタント

(有) 大知企画コンサルタント

(株) 沖縄技

(資) 沖縄土質コンサルタント

(株) 沖縄土木設計コンサルタント

沖縄基礎 (株)

大和探査技術 (株) 沖縄営業所

(株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所

環境にやさしく
自然美をモットーに土木設計業務に取り組む



株式会社 南城技術開発

代表取締役 城間 敏夫
専務取締役 西平 守清

本社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098) 836-4847
FAX (098) 888-1322
南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098) 888-1551
<http://wl.nirai.ne.jp/nanjyou> E-mail: nanjyou@nirai.ne.jp



■営業種目■

建設コンサルタント業務・地質及土質調査業務
施工管理・磁気探査業務・測量業務・さく井工事業務

株式会社 日興建設コンサルタント

代表取締役 砂川 恵常

本社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号
電話 (098) 877-1667(代)
FAX (098) 877-0914番
E-mail: nkc@nirai.ne.jp

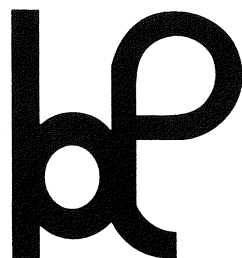
——— ころを育む環境づくりをめざして ———

① 不動建設

取締役社長 福田 誠
沖縄営業所長 石井 隆行

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

大地に希望を架ける



URL: www.hopedesign.co.jp

株式会社 **ホープ設計**

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

高 嶺 哲 夫

RCCM (土質及び基礎・河川、砂防及び海岸)

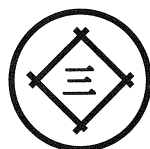
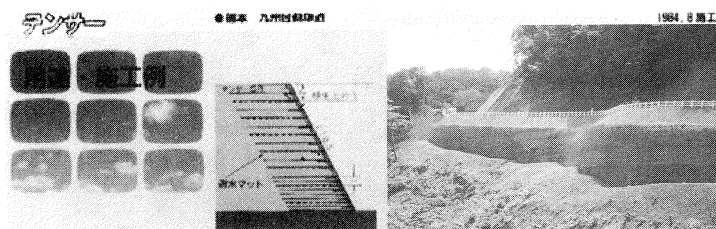
☎902-0064

沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5

寄宮市街地施設1F-1

☎098-836-7181 FAX836-7183

E-mail: office-h@hopedesign.co.jp



三井化学産資株式会社

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

☎(092) 752-0766 FAX (092) 752-0769

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

☎(098) 868-5672 FAX (098) 869-7146



物件概要 ●名称/ティダスタウン牧港●所在地/浦添市牧港5丁目941番地2●開発面積/11,581.66㎡●交通/市街線牧港バス停より徒歩7分●小学校/牧港小学校1,200㎡●中学校/港川中学校1,800㎡●用途地域/準工業地域●建ぺい率/60%●容積率/200%●地目/宅地●開発許可番号/第9-94号/第12-196号●道路/幅員6mのアスファルト舗装●国土法/企土第2-0900016号●事業主(売主)/琉球セメント株式会社

販売住宅 ●販売戸数/17戸●販売価格/2,380万円(定価)～4,350万円(一括)●土地面積/135㎡～163.22㎡●建築面積/53.29㎡～123.44㎡●建築確認番号/平成12年認建浦添第63号、他●構造/鉄筋コンクリート造2階建●分譲後の権利形態/建物は所有権、土地は所有権又は定期借地権(地上権55年)の選択可●広告有効期限/平成14年10月末



永住の決断ができる住まい…
ティダスタウン牧港

購入方法もいろいろ!

戸建・公庫優良分譲住宅

琉球セメントが提案する、無理なく選べる購入プラン

一括購入方式 定期借地権付住宅 二段階購入方式

ティダスタウン牧港

牧港ライオンズスクエア
マクドナルド

牧港漁港
宜野湾バイパス

至那覇 国道58号線 牧港漁港 至宜野湾

琉球銀行 ● モスバーガー ● A&W



注文住宅
teedastown

新築・建替なら

夏すずしく…
冬暖かい先進のコンクリート外断熱。

四季(るわしき)シダサンハウス

琉球セメントの外断熱の家

コンクリート外断熱の

シダサンハウス!



琉球セメント株式会社

〒901-2123 沖縄県浦添市西洲2丁目2番地2 事業開発部 住宅・不動産課

■お問い合わせ・資料請求は

TEL098
870-1076

FreeDial

0120-890-250

美ら島の自然をささえ未来を築く

日本工業規格表示認定工場・日本下水道協会認定工場
日本建築センター評定工場・工業技術院長賞受賞工場

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

® **リウコン株式会社**

ISO 認証取得



代表取締役社長 喜納 政敏

〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地
TEL (098) 945-3778(代)
FAX (098) 945-5065
E-mail address msj@r-con.co.jp

おかげ様で23年・地域文化に貢献する



株式会社

ワールド設計



株式会社

海邦技研

代表取締役 小林 文男

沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13号大平インタービル
TEL (098) 878-2215 / (098) 874-2222

登録 { ●建設コンサルタント(建10)第6410号・測量業第6・10745号
部門 { ●地質調査業(質9)第1712号・補償コンサルタント(補11)第2600号

株式会社



岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地 巖

取締役副社長 亀浜 勇吉

取締役専務 仲本 政功

常務取締役兼
土質部長

長堂 嘉光

本社 沖縄県浦添市前田1529-1
〒901-2102 電話 (098) 879-6489(代)
FAX (098) 877-0478

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

技術と信頼で、未来を築きます。

◆営業種目◆

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

Soil 株式会社 ソイル

代表取締役社長 名 嘉 紀 登

〒901-2111 沖縄県浦添市字経塚179-2
電話 (098) 878-5960 FAX (098) 879-3778

Gメン登場

住宅地盤の損壊と地盤の損壊に伴う建物の損壊を保証する。
日本初の地盤調査と保証が一体となった制度

保証費用：1物件 10万円（調査料含む） 保証期間：調査実施日より10年間
保証内容：不動沈下事故の地盤・建物修復費 制度取扱：地盤保証検査協会
保証金額：3000万円（地盤損壊修復1000万円） 保証引受：日動火災海上保険株式会社

確かな地盤調査と、しっかりした地盤補強工事まで
全自動SS試験・標準貫入試験 PHCパイル・現場打ち・地盤改良

沖縄地盤保証検査株式会社

沖縄県沖縄市比屋根945-2 TEL：098-930-4873
FAX：098-933-3685

大切なものを壊さない。優しいものを築きたい。
市民の一員として、「白石」はお約束します。



地球にスマイル

きっと技術でかなえられる。優しさの環境創造企業。

株式会社 白石 〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1番地14
電話 03-3253-9111 URL: <http://www.shiraishi.com>

表紙写真説明文

沖縄美ら海水族館

沖縄美ら海水族館は沖縄本土復帰30周年を記念し、本島北部地域の振興拠点の役割を担う施設として、平成14年11月1日にグランドオープンすることとなりました。

新水族館は、建築面積10,000㎡、地上4階建ての大規模建築物であるため、斜面に建物を埋め込み、海への眺望を確保しつつ、周辺環境や植生を調和させたデザインとした。中央にプラザを設け、両サイドに飼育展示棟、管理棟と2棟に分け、公園内での威圧感を避けるため、建物を小さく見せる工夫をした。

また、外壁面を雁行させ、屋根の形態を分節化させることにより、圧迫感をやわらげた形状とした。

国営沖縄記念公園事務所

第15回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

2002年11月7日発行

編集 第15回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

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

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