

第六回沖縄土質工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1993

講演概要集



1993年11月25日

(沖縄コンベンションセンター)

沖縄土質工学会

目 次

巻頭言	1
琉球大学 農学部 新城 俊也	
講演会資料	
沖縄と地震	3
琉球大学 理学部 加藤 祐三	
第三紀層泥岩の地すべりについて	6
応用地質株式会社 小野 仁	
沖縄土質工学研究発表会	
1 埋蔵文化財、遺跡の地盤工学的諸問題	9
琉球大学工学部 上原 方成	
2 ひめゆりの塔の保存に関する調査	13
ひめゆりの塔の壕の保存に関する調査委員会	
上城技術情報(株) 宮城 富夫	
3 沖縄の基礎地盤情報について(その2)	15
琉球大学工学部 ○佐久田 朝男、諸喜田 久、上原 方成、原 久夫	
4 島尻層泥岩における地質構造と強度特性について	17
梶谷エンジニア(株)南西支店 千村 次生、○新城 三雄	
5 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討(その3)	21
(財)沖縄県建設技術センター 仲 清、親川 剛、○安里 嗣也	
沖縄県北部土木事務所 松島 良成	
6 島尻層泥岩を支持層とする坑の鉛直載荷試験について	23
沖縄総合事務局南部国道事務所 石垣 弘規	
7 緑色片岩地盤における坑先端支持力について	27
沖縄県北部土木事務所 ○松島 良成、兼次一郎	
沖縄県建設技術センター 親川 剛、安里 嗣也	

- 8 琉球石灰岩における泥土圧シールド工法による海底トンネル工事 ……………29
(株)鴻池組 ○中西 重明、實藤 幸一郎、中澤 重一
- 9 沖縄におけるサンドコンパクションパイル打設に伴う海底隆起地盤形状 ……33
不動建設(株) ○野津 光夫、酒井成之、石井隆行、金光正文
- 10 ベントナイトによる遮水工法について ……………35
岡三興業(株) 丸山 健吉、○喜納 源太
- 11 沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与—崩壊赤土の合成強度— ……37
琉球大学農学部 宜保 清一、翁長謙良、周 亜 明、○辛島 光彦
(有)清光研究所 吉沢光三、岡三興業(株) 丸山 健吉
利根コンサルタント(株)佐々木 慶三
- 12 沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与—崩壊土の合成強度— ……39
琉球大学 農学部 宜保 清一、○周 亜 明、辛島 光彦
- 13 国頭まあじ土のセメント系固化材による赤土流出防止実験 ……………41
琉球セメント(株)内間 義次、○金城 勝、黒島 安之、仲松 照隆
- 14 国頭まあじ土における浅層土中温度の年間変動について ……………45
琉球大学工学部 ○前武當 聡、上原 方成、原 久夫
- 15 羽地ダムロック材料暴露試験結果について ……………49
沖縄総合事務局北部ダム事務所 棚橋通雄、友利昌俊、安仁屋勉
○安次嶺 正春
- 16 補強材の剛性と引抜き強度に関する一考察 ……………53
岡三興業(株) ○小浪 岳治、丸山 健吉
山口大学工学部 村田 秀一、山本 修三、井上 正広
- 17 地盤改良後の沈下計測と予測の1例 ……………55
応用地質(株) 田中 敏彦

18	中城湾港（新港地区）の軟弱層の厚さについて	59
	(株)沖技 ○平良 聡 沖縄県 呉屋 健一	
19	静的な繰返し排水せん断試験における島尻粘土の変形特性	61
	琉球大学工学部 又吉 康之、○宮原 慶、上原 方成、原 久夫	
20	一般化Voigtモデルの粘弾性定数解析について	65
	琉球大学工学部 原久夫	
21	液状化試験におけるメンブレンペネトレーションの影響	69
	琉球大学工学研究科 ○水田和広	
	琉球大学工学部 (故) 許光瑞、加藤進	
土質工学研究発表会 実行委員		71

巻頭言

琉球大学 農学部 新城 俊也

沖縄地方に分布する島尻層は工学的には軟岩の範ちゅうにあり、この軟岩を対象として従来からの斜面の掘削に加えて、ダム、長大スパンの橋梁、地下空間の利用などの建設工事が増加している。これにともなって、土質工学や岩盤工学の分野の手法だけでは解決できない、斜面安定、支持力評価、劣化の問題など、軟岩特有の問題が明かになっている。

ところで、土質技術者にとって調査・試験は日常業務として大きなウェイトを占めている。言うまでもないことであるが、地盤工学的な調査・試験の役割は、構造物を建設することを目的としてそれを支えあるいは構成する地盤の工学的特性を把握し、その結果に基づいて地盤のモデル化が行われ、設計・施工を実施することをねらいとしている。調査項目や範囲は構造物の種類、規模、重要度によって決まるが、調査が不十分であれば、せっかくの調査もその結果を設計・施工に反映できないことになる。

しかし、軟岩に関しては多くは土や硬岩に対する試験装置で調査されているのが、実状であり、軟岩特有の性質を評価できないことが多い。泥岩、砂岩などの堆積軟岩は、固結度が低く軟質であり、層理等の割れ目や小断層を含み、浸水によるスレーキングのような劣化しやすい特徴がある。現在使われている試験法を見直し、軟岩の特性を試験できる軟岩専用のものを作る必要がある。

金城ダムでは、島尻層泥岩を対象に三軸圧縮試験、一面せん断試験などの室内試験とブロックせん断、ロックせん断による原位置岩盤せん断試験が実施されたが、岩盤とコンクリートブロックの付着が弱いため、その接触面を歯形状に成形した修正ロックせん断試験により基礎岩盤の強度を適切に評価するための改良が試みられている。試験法の改良により多くの情報が得られる。

軟岩においては劣化の問題は重要であるにもかかわらず、設計に取り入れるまでにいたってない。たとえば、スレーキング試験は劣化のしやすさの指標となるが、設計との関連は空白に近い。ロンドンクレーでは切土後実に40～50年経過して斜面が崩壊することがあるといわれている。この原因は、切土により発生した負の間隙水圧が消散し平衡状態となるのに長い年月を要することにある。わが国のように地殻変動を強く受け

た地層では事情が異なり、スレーキング現象や地下水変動に伴う化学的風化による劣化が安定性に関連する。しかし、究極の劣化状態を想定して安定性を評価した場合過大な設計となったり現実的でないことが多い。島尻層においては復帰後10～20年の短期間に、必要に応じて対策を施しながら多くの斜面の掘削工事が実施されている。ロンドンクレイの事例のたとえではないが、これから30～40年後の島尻層の切土斜面における安定性はどうだろうか。設計・施工に取り入れられる劣化に関する試験法の開発が望まれる。

講演会資料

講演 I 「沖縄と地震」

琉球大学理学部海洋学科 加藤 祐三

1. 沖縄での地震発生状況

沖縄には「本土より地震が少ない」とか「地震があっても大きいのは来ない」とする言い伝えがあるが、地震計がとらえた震源分布を見ると本土と比べてとくに多くはないが、少なくともない。また、過去の記録を見ると、大きな地震も発生している。さらに、人体に感じる地震(有感地震)の回数を見ると、陸地面積が全国の0.6%である沖縄で全国で発生した地震の5%が起きている(表1)。このことは、沖縄が海に囲まれているために近海で起きた地震もこの中に含まれる結果、本土よりも数字が大きくなる、ということを加味しても「本土より地震が少ない」との考えが正しくないことは明らかである。また、東方から動いてきたプレートが沈み込む位置に列島がある、ということは本土と共通している。すなわち、沖縄も地震列島日本の一員なのである。

表1. 年別有感地震回数

年	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	計
全国	446	521	706	697	599	566	624	4159
沖縄	18	14	26	30	34	56	28	206
%	4.0	2.7	3.7	4.3	5.7	9.9	4.5	5.0

(気象庁の資料をもとに作成)

2. 沖縄の火山

沖縄には地震がないとか少ない、とする根拠として火山がないことがしばしば挙げられる。たしかに陸上には硫黄島を除けば火山がない。久米島や粟国島を火山島であるとする書物があるが、誤りである。火山とは、地質時代のなかで最も新しい第四紀に活動したものの、という条件がついている。久米島や粟国島は第三紀の火山である。陸上にはこのように火山が乏しいが、海底には火山がいくつも確認されている。

1つは、西表海底火山である。これは西表島の北にあり、1924(大正13)年に大量の白色軽石を噴出した。軽石は海流に乗って漂流し、日本列島を包むように移動した(図1)。いまでも砂浜の最高潮位面より上で、木の根に固定されている軽石を採集することができる。軽石は火山噴火がないと生じない。

もう1つの例は、沖縄トラフにある火山である。「しんかい2000」による潜航調査で、新しい火山地形と溶岩の存在がいくつも確認されているだけでなく、現に活動中の熱水噴出活動も観察されている。この海域ではもちろん地震も発生している。ただし、よほど大きくなければ近くの有人島である久米島や伊是名島でも有感地震とはならず、人間には感じられないままで終る。

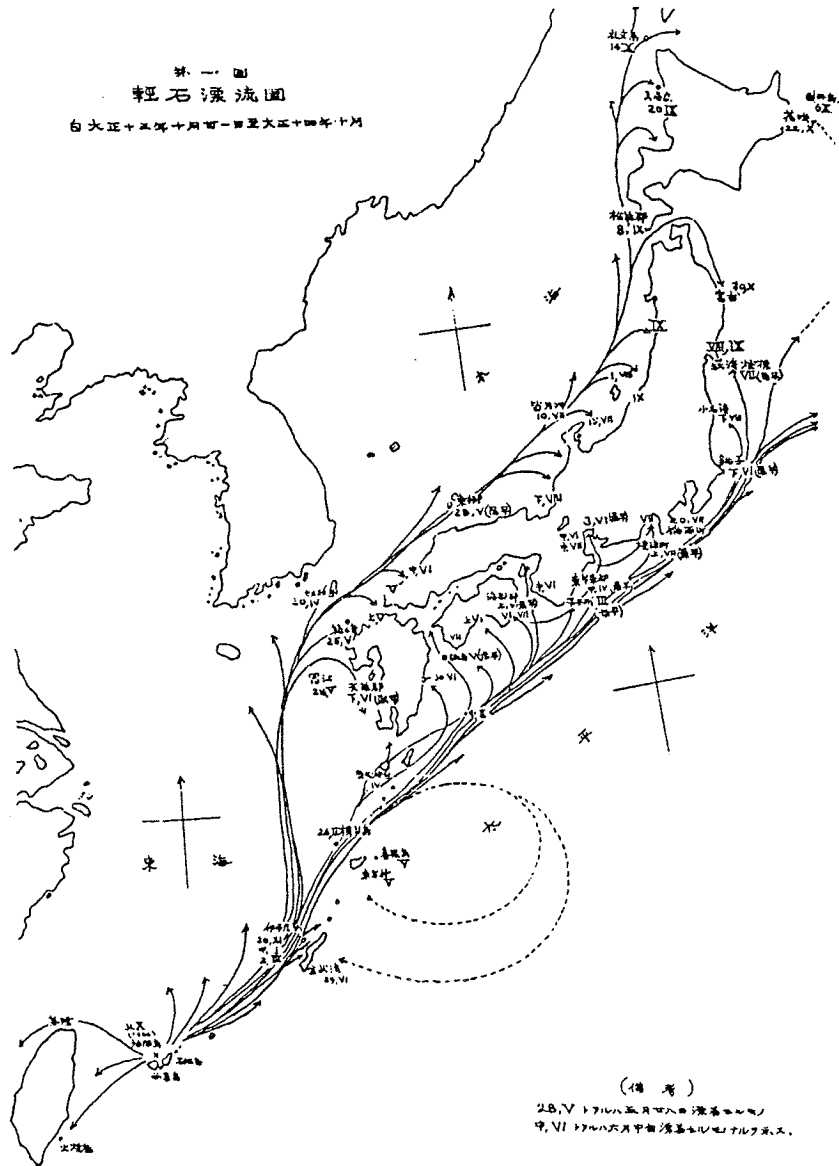


図1. 1924年西表海底火山からの軽石漂流図(関, 1925).

3. 西表島群発地震 -状況・特徴・成因-

1991年1月23日に始まった西表島群発地震は1年ほどではほぼ終息したが、1992年8月20日に再開した。その後次第に活発になり、10月には震度Vが計5回観測された。その後は減衰しているが、まだ完全におさまったわけではない(図2)。震央は西表島北部が多く、一部西部海域にも及んでいる。

この群発地震は震源が10km以浅と浅く、M(マグニチュード、規模)が小さい。そのため、とくにMが大きい場合を除けば、震央の近くだけが有感地震となり島の南東部では人体に無感と

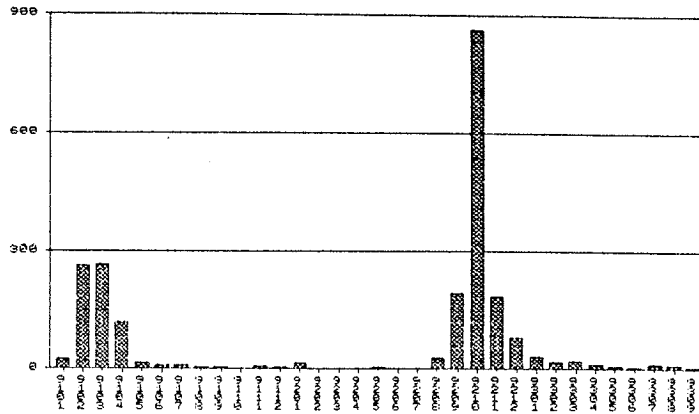


図2. 西表島群発地震月別有感地震回数(気象庁の資料をもとに作成).

なる。また、震央の近くでも揺れている時間はごく短い。一方、他の群発地震と比べると活動期間が長いという特徴がある。

京都大学の観測結果を見ると、1991, 1992年の活動を通じて震源はN40W-S40E方向、傾斜方向S50W、傾斜角65の面に集中している(図3)。位置は浦内川沿いに当る。丁度この位置を境に南西側が4cm低くなっているという測量結果が国土地理院から発表されている。震源の集中する面が断層面であるとすれば、この断層は正断層であり、北東-南西方向に伸長力が働いていることになる。この地域での京都大学による地磁気観測で、磁力がやや低下しているという結果がでている。これが地下での温度上昇の結果であるとするれば、熱水(地下水)の上昇があり、これが群発地震の原因であると考えられる。なお、火山性を示す積極的な証拠、たとえば新しい軽石の漂着、海水の変色、火山ガスの噴出などは観察されていない。また、深発地震面の深度からみてこの地域でのマグマの活動は考えにくい。しかし、今後も多面的な観察は続けるべきであろう。

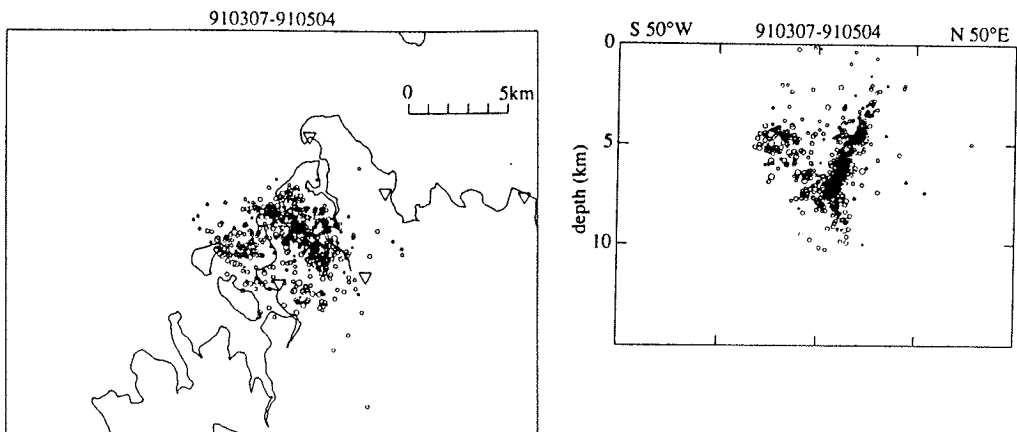


図3. 西表島群発地震の震源分布図(京都大学, 1993).

第三期泥岩の地すべりについて

応用地質株式会社 小野 仁

著者は、昭和55年の九州支社赴任以来、九州・沖縄で様々な地すべり調査を担当してきた。この中で最も苦労した現場は西九州自動車道の一部である武雄佐世保道路の地すべり調査であった。

全延長22.1kmのこの高規格道路では切土のり面266箇所のうち、21%に当たる57箇所において地すべりが発生した。これらの地すべりのほとんどが岩盤の初生すべりであったが、このすべりを事前に予知することは現在の技術レベルでは極めて困難である。調査当初は「何故すべるんだろう」との疑問に大して、解答の手懸かりすら把握せず、頭をかかえるばかりであった。このように地すべりの素因を明確にできないため、対策工として何が最も有効であるかとの判断が下せず、一般的工法を提案することとした。

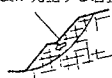




この後、現場を細かく歩くこと、ボーリングコアを見直すこと、計測データを吟味すること、平面図、横断面図を常にながめることなどを日課とした。この結果、何となくではあるが、どのような箇所で地すべりが発生するのか予測できるようになった。

しかし、この地すべり予知のまねごととはあくまでも定性的なもので、何とか定量的に予知できないものかと色々試みた。この結果、数量化Ⅱ類を用いた要因分析を行うことにより、どのような要因を組み合わせれば予知が可能であるかがある程度明確になった。

今回は、この武雄佐世保道路についてまとめた応用年報をもとに講演するが、堆積岩（泥岩）が広く分布する当県でもこの結果は十分に役立つものと考えている。

表一 武雄佐世保道路における地すべりの形態

Table 2 Types of landslide on Takeo-Sasebo Road

地すべりの型		崩壊状況（崩壊の起因と崩壊の機構）	崩壊のり面の地質	模式断面図	箇所数	発生比率
崩壊型	亀裂型 (タイプ①)	切土工に起因する荷重除去、掘削作業の影響あるいは雨水の浸透などにより、地層中に潜存する層理、節理などの「目」が拡がる。また、岩自体の風化（スレーキング）により岩盤の強度が低下する。すべり面は割れ目の傾斜に対しては無関係に発達し、崩壊の規模は小さい。	崩壊は、亀裂（層理、葉理、節理）や小断層がよく発達した砂岩、頁岩の風化岩盤、強風化岩盤内で発生する。	亀裂が発生する岩盤 	13	23%
	トップリング型 (タイプ②)	切土工に起因する荷重除去、掘削作業の影響あるいは雨水の浸透などにより、地層中に潜存する割れ目などの「目」が拡がる。しかし、岩塊が比較的新鮮であるために、地山がブロックを形成して崩壊する。層理面がすべり面となる場合が多い。崩壊規模は比較的小さい。この型が発生すると、タイプ④あるいはタイプ⑤となる。	砂岩、頁岩の風化岩盤で発生する。とくに、層理面、節理面、断層のいずれかがのり面に対して流れ盤となり、割れ目沿いに風化が及んでいる場合に多く発生している。	ブロック状 	8	14%
地すべり型	風化境界型 (タイプ③)	切土工に起因して強風化岩盤、風化岩盤、新鮮岩盤の境界をすべり面として発生するもので、のり面の比較的深い部分から滑落する。	砂岩、頁岩の強風化岩盤、風化岩盤、新鮮岩盤の境界をすべり面として発生している。節理面および断層との関係は明確ではないが、流れ盤となるのり面で発生している。また、古い地すべり跡地の場合も含まれる。	 風化境界	12	21%
	層理面型Ⅰ (風化頁岩) (タイプ④)	崩壊の主原因は切土工に伴う応力解放と荷重除去であるが、頁岩が著しく風化している箇所が発生する。すべり面は緩傾斜（5～20°）の層理面であり、粘土化している場合が多い。崩壊規模は大きい。これをすべり面として滑動する。すべり面の勾配は5～20°で、崩壊規模は大きい。	頁岩のみが差別風化を受けて粘土化している。	 風化頁岩層	8	14%
	層理面型Ⅱ (風化凝灰岩) (タイプ⑤)	当該地域における特徴的な地すべりで、その形態はタイプ④と同様であるが、砂岩、頁岩に挟まれる風化凝灰岩（層厚数mm～20cm）が、応力解放による吸水・膨張に起因して強度低下を起こし、これをすべり面として滑動する。すべり面の勾配は5～20°で、崩壊規模は大きい。	砂岩、頁岩中に風化凝灰岩を挟む。	 風化凝灰岩層	16	28%

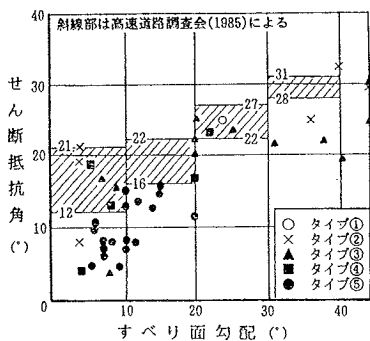


図-37 すべり面勾配とせん断抵抗角との関係
Fig. 37 Relation between landslide surface inclination and angle of shear resistance

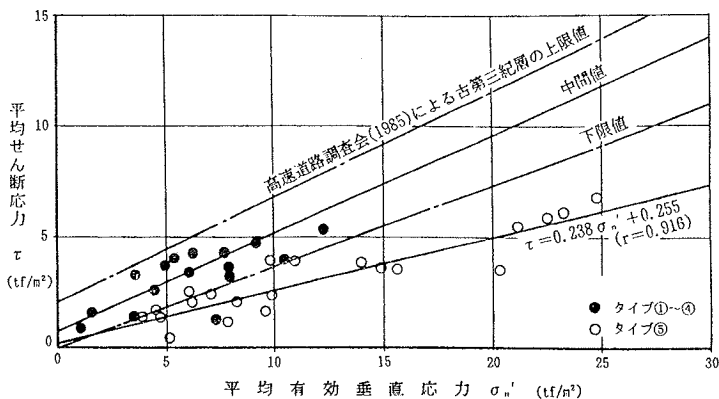


図-38 平均有効垂直応力と平均せん断応力との関係
Fig. 38 Relation between mean effective normal stress and mean shear resistance stress

表-5 予備設計段階のサンプルスコアの級とその箇所数および比率
Table 5 Grade of sample scores, the number of sites of each grade and ratio at the preliminary design stage

級	箇所数			箇所数比率(%)	
	全 体	発生箇所	非発生箇所	発生箇所	非発生箇所
-0.5040 ~ -0.3661	19	1	18	1.9	21.7
-0.3662 ~ -0.2283	4	0	4	0.0	4.8
-0.2284 ~ -0.0905	37	8	29	15.4	34.9
-0.0906 ~ 0.0471	19	2	17	3.8	20.5
0.0472 ~ 0.1849	21	9	12	17.3	14.5
0.1850 ~ 0.3227	14	13	1	25.0	1.2
0.3228 ~ 0.4605	11	10	1	19.2	1.2
0.4606 ~ 0.5983	7	6	1	11.5	1.2
0.5984 ~ 0.7361	2	2	0	3.8	0.0
0.7362 ~ 0.8739	1	1	0	1.9	0.0
合 計	135	52	83	100.0	100.0

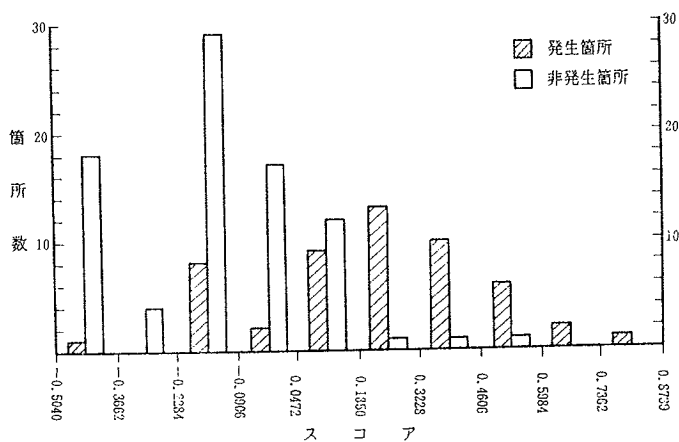


表-9 概略設計段階のサンプルスコアの級とその箇所数および比率

Table 9 Grade of sample scores, the number of sites of each grade and ratio at the schematic design stage

級	箇 所 数			箇 所 数 比 率(%)	
	全 体	発 生 箇 所	非発生箇所	発 生 箇 所	非発生箇所
-0.7886 ~ -0.6074	3	0	3	0.0	3.8
-0.6075 ~ -0.4262	14	0	14	0.0	17.5
-0.4263 ~ -0.2451	21	1	20	2.1	25.0
-0.2452 ~ -0.0640	24	0	24	0.0	30.0
-0.0641 ~ 0.1170	19	6	13	12.8	15.3
0.1171 ~ 0.2881	14	10	4	21.3	5.0
0.2882 ~ 0.4793	15	14	1	29.8	1.3
0.4794 ~ 0.6604	12	11	1	23.4	1.3
0.6605 ~ 0.8416	4	4	0	8.5	0.0
0.8417 ~ 1.0228	1	1	0	2.1	0.0
合 計	127	47	80	100.0	100.0

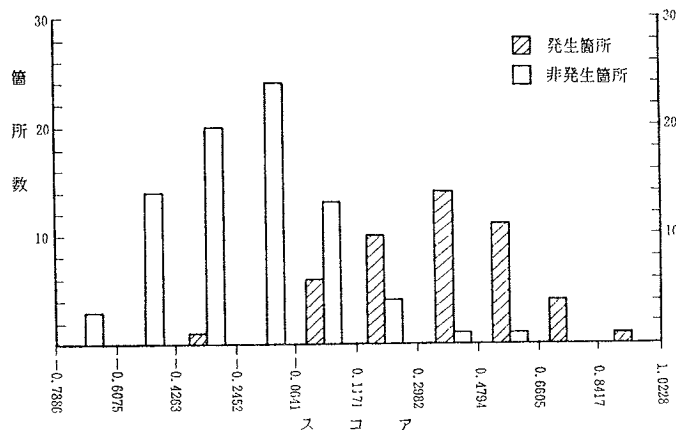


表-13 詳細設計段階のサンプルスコアの級とその箇所数および比率

Table 13 Grade of sample scores, the number of sites of each grade and ratio at the detailed design stage

級	箇 所 数			箇 所 数 比 率(%)	
	全 体	発 生 箇 所	非発生箇所	発 生 箇 所	非発生箇所
-0.7222 ~ -0.5311	6	0	6	0.0	7.5
-0.5312 ~ -0.3402	22	0	22	0.0	27.5
-0.3403 ~ -0.1492	27	0	27	0.0	33.8
-0.1493 ~ 0.0416	22	4	18	8.5	22.5
0.0417 ~ 0.2325	14	8	6	17.0	7.5
0.2326 ~ 0.4235	9	8	1	17.0	1.3
0.4236 ~ 0.6144	16	16	0	34.0	0.0
0.6145 ~ 0.8054	8	8	0	17.0	0.0
0.8055 ~ 0.9963	2	2	0	4.3	0.0
0.9964 ~ 1.1872	1	1	0	2.1	0.0
合 計	127	47	80	100.0	100.0

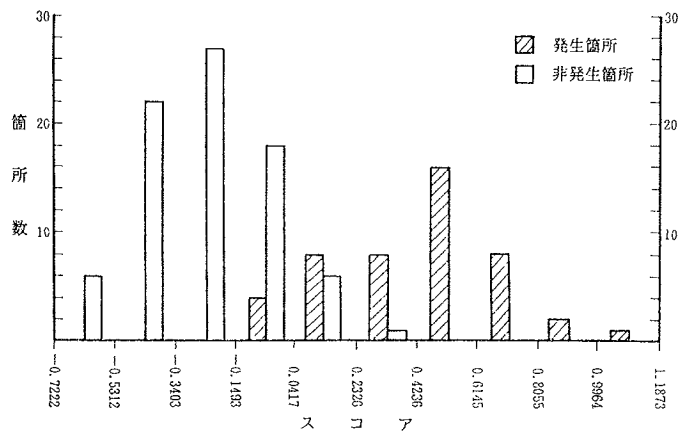


図-44 詳細設計段階のサンプルスコアの級別頻度

Fig.44 Frequency of grades of sample scores at the detailed design stage

沖縄土質工学研究発表会

1 埋蔵文化財・遺跡保存と地盤工学的諸問題

琉球大学工学部 上原 方成

1 はじめに

「遺跡保存の事典」(三省堂)によれば、“遺跡とは、過去の人間の生活・行動の痕跡であり、一定の空間・物質的資料をもつ場所そのものである。集落跡、貝塚、都城跡、官が跡、城館跡、水田跡、瓦窯跡群、採鉱跡、寺跡、塚、墓地跡、古墳、港湾跡などのいろいろな機能をもった遺跡がある。遺跡は、土地に構築されたもので動かすことのできない「遺構」と、人間が自然物を加工した製作物などで出土場所を離れても意味を失わない「遺物」とで構成される。”前者には住居跡、墳墓、石室、井戸等があり、後者には石器、土器、銅剣、木簡、貝殻等があげられ、考古学の分野では話題にことかかないものである。

さて、これら遺跡などは土地または土中に存在していることから地盤工学と密接な関わりがあり、わが土質工学会でもその認識に立って調査、研究委員会を発足させている。また、このことは、地球環境の問題にもつながるとも考えられ、第14期日本学術会議土質基礎工学研究連絡委員会提言集(1991年)における「地球環境問題」への取り組みの一つにも当たるであろう。

土質工学会は、平成2年10月に「遺跡の土質工学的保存技術調査委員会」を発足させ、“現時点での問題点”を明確にし、研究委員会の要不要を検討したが、その調査項目は;1) 遺跡や古墳等と建設工事とのかかわり、2) 歴史的構造物等の調査方法、3) 保存のための土質工学技術、であった。そして、図-1のような建設工事の流れと遺跡との関わりを提示し、調査や土質工学技術の問題を審議し答申した結果、平成4年4月には「遺跡の土質工学的保存技術に関する研究委員会(委員長西田一彦教授ほか幹事委員10名、委員13名)」が発足し、3ヶ年をかけて、北海道から沖縄までの遺跡等資料、保存技術などの調査研究活動を進めている(図-2参照、後述)。ちなみに、国際土質基礎工学会では、1981年に、TC19(Technical Committee)「記念物および歴史的遺跡

技術委員会」をすでに設けており、日本からの委員参加もある。

土質工学会は、その学会誌「土と基礎」vol. 40 No. 1(1992年1月号)に“遺跡に学ぶ”と題した特集号を組みアピールした。本号には、山内豊聡九州産業大学教授が、“遺跡の技術と保存”を説き、松浦茂樹氏の、古代史の発展と土木技術者のほか調査と保存の事例などの報文が載っている。山内は、遺跡に学ぶ一連の技術-中国における築土構木(土木工学の由来)、考古学的観点視点、土質工学や応用地質学の役割、調査技術(物理探査やリモートセンシングの手法)について、松浦は古代の開発と地質、大和盆地での古代の開発として自然条件と農業開発と河川処理、船運と河川処理などについて述べている。なお、物理探査の手法には、地下レーダー方式、電気探査(比抵抗映像法)、電磁探査、磁気探査による調査方法などの開発研究が行われている。一方、沖縄土質工学会研究会でも、本会の5周年と首里城公園開園を記念して恒例の発表会のほか遺跡の保存技術関連の講演会(1992-11-18)をもった。その内容は、 0 沖縄県遺跡の技術と保存(山内) 0 遺跡と保存技術(鴻池組 中沢重一) 0 中国の遺跡・埋蔵文化財における保存技術に関する幾つかの問題(天津大学 シュエ教授) 0 原始琉球人の環境適応(沖縄県 安里し淳)であった(第5回講演概要集参照)。

2 沖縄県の埋蔵文化財・遺跡とその保護

1) 関連文献資料リスト

1 沖縄の史跡・建造物	多和田 真淳	風土記社	1974
2 沖縄の文化財(沖縄本島編)		月刊沖縄社	1975
3 沖縄県の遺跡分布	沖縄県教育委員会		1977
4 全国遺跡地図(沖縄県)	文化庁		1979
5 沖縄歴史地図(考古編)	宮城栄昌、高宮広衛	柏書房	1983
6 沖縄石像文化	福島 駿介	沖縄出版	1987
7 沖縄の文化百科(第2巻-史跡・名勝)		那覇出版	1988
8 日本の古代遺跡 47・沖縄	高元政秀、安里し淳	保育社	1993
9 沖縄の文化財	沖縄県教育委員会	沖縄出版	1993

10 遺跡分布地図 発行 県教育委員会、一部市町村

2) 保存、復元、移設など

ここでは、紙面の都合上、山内、安里および平良市と石垣市教育委員会提供資料、上記文献-8などを引用して述べるにとめよう。沖縄の地形地質のかねあいから、遺跡、貝塚等は海岸砂丘、石灰岩段丘に多いのでこれら地質岩石の性質と気候条件と開発行為事情とを合わせた対処が考えられる。また、考古学的調査研究(グスク、貝塚など)との学際的協力が絶対に必要である。ここに若干の対策事例を挙げると次のようなものがある。

浦添貝塚(伊祖トンネル)、仲泊貝塚(海域迂回)、湧田古窯跡(切り取り移設)遺構(城跡、館跡、住居跡等);今帰仁、座喜味、勝連、首里の各城跡の保全、復元、仲原遺跡(伊計)住居遺跡(平良市-盛砂保存、石棺墓は移設)フルスト原遺跡(石垣市)、木綿原遺跡(読谷村)などのほか、大山貝塚(宜野湾市)、萩堂貝塚(北中城村)、那覇市「開発調整マッパ-文化財分布図」

土質工学的技術工法としては、アンカー工法、グラウト、固化硬化などの”補強土工法”、切・盛土その他が考えられるが、情報化施工・観測手法で対処することが肝要である。

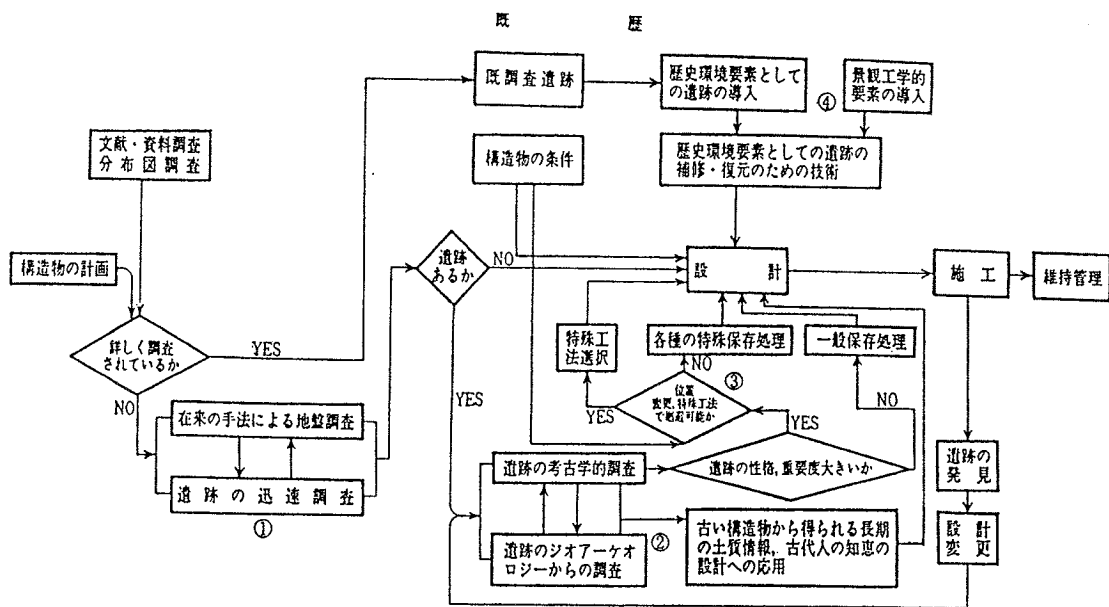
3 おわりに

遺跡などの保存の意義についてはあらためて言うまでもないが、文化財保護法(1950)では保存と活用が、“保護”であると言われている。

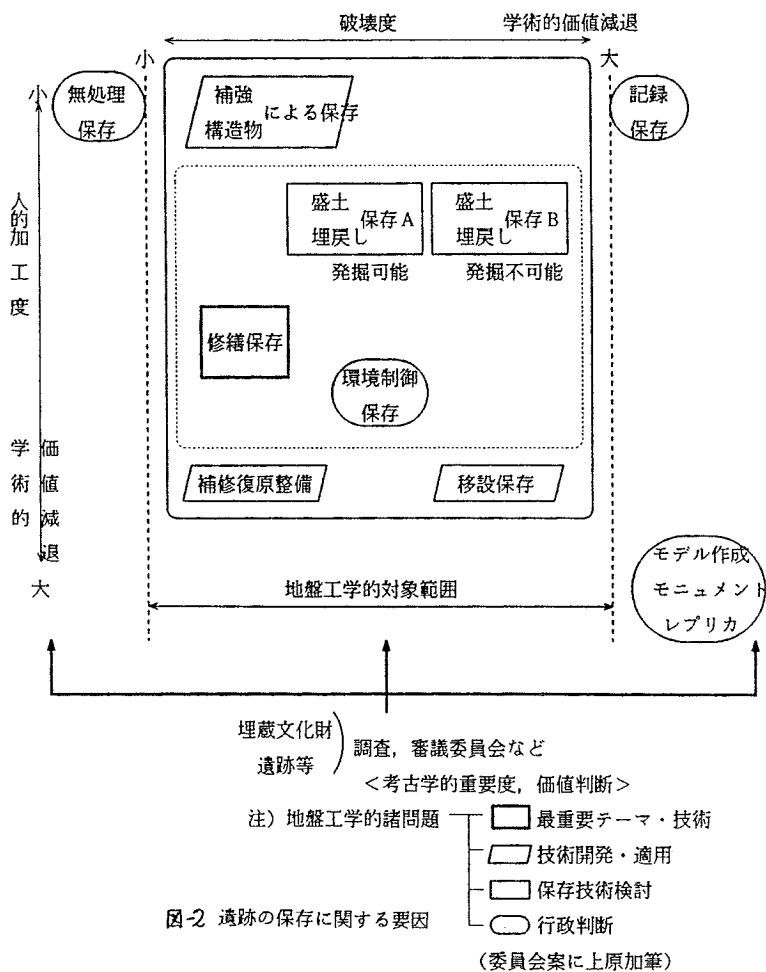
上記委員会では、文献資料フォーマットと保存技術マニュアルづくりをすすめており、「遺跡を学び、護り、活かす技術」(1993-10-28土質工学会関西支部懇話会)のために努力している。

本県でも各教育委員会の協力により、資料リスト作り、技術ノウハウ及び技術相談などと進展させていきたい(アセス的にも来たるべき時に備えて)。

最後に、参考文献は本文中に示してあり、各位に謝意を表したい。



図一 建設工事の流れと遺跡のかかわり



2 ひめゆりの塔の保存に関する調査

ひめゆりの塔の壕の保存に関する調査委員会

○ 上城技術情報(株) 宮城 富夫

1. はじめに

ひめゆりの塔は、先の第二次世界大戦の際のひめゆり隊「第3外科壕」が最後を遂げた戦死慰霊の塔である。ひめゆりの塔は、琉球石灰岩の壕(ガマ)の上に建てられており、かれこれ40数年の歳月が過ぎていることから、塔を支えている岩盤に劣化が進んでいないか、また十分に支えることが今後も可能ななどの調査検討を進めているものであります。今回は、調査結果についての第一報を報告するものである。

2. 調査結果

塔周辺の地形測量、ガマの縦横断の断面測量及びガマ内部の目視調査を行った。

ボーリング調査

図-1に見られるようにボーリング調査は、先にひめゆりの塔折念資料館建設の際に実施された調査結果を参考に、周辺の地質状況などを把握して追加ボーリング調査を行った。

地質状況は、琉球石灰岩が地平面から約19.0mの層厚をなし、その下に島尻層泥岩が分布する層厚である。島尻層泥岩の基盤面は15.0~17.0mと南東側にやや傾斜している。

石灰岩層は、固結度がよくち密な岩質が表面から5.6~14.0mと場所によって異なった層厚で堆積している。その下位は、同様の石灰岩であるが、全体的に固結度が非常に弱く、砂礫状を呈し推積している。同層中においても数十cmの岩盤を呈するヶ所が見うけられる。

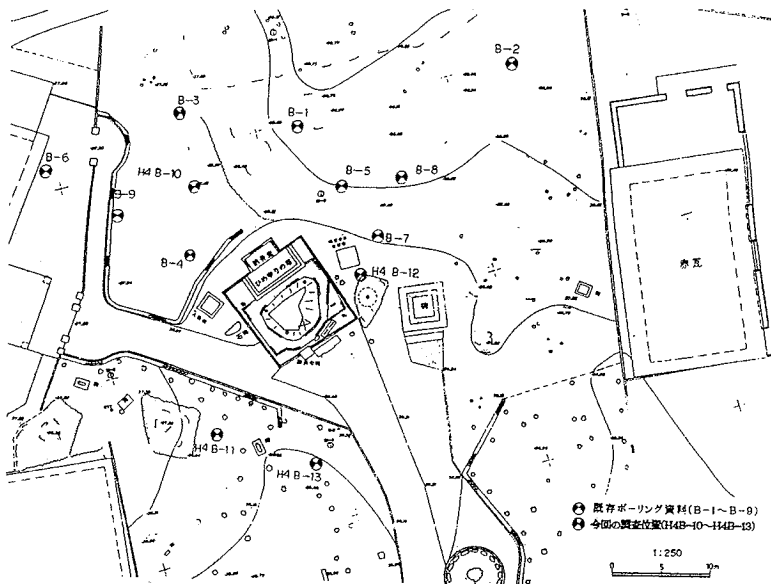


図-1 調査位置図

目視調査

①ガマはGL-13.0m(EL37.0m)付近より上部にあり、上部の落石により変形した複雑な石灰洞状を示す。ガマの洞口が4~5m、広さ13~20m、深さ6~13mの規模で変化に富んだ形状を示し、石灰洞の壁面には戦争当時の油煙の跡がくっきりと残っている。図-2に壕内部の断面を示した。

②石灰岩の岩質は砂質石灰岩が主体で、ガマの壁面には中小の空洞があり、小さな鍾乳石がみられる。所々に鍾乳石が比較的多い部分もみられる。また表面は多少劣化や亀裂が進み、肌落ちしている所が見られ、所により地下浸透水によって溶蝕されたりしている。

試験結果

ボーリングで得られた岩石試料で力学(一軸・三軸圧縮、供試体は5.0×10.0cmの円柱形、21供試体)試験を実施した。一軸圧縮強度は、 qu (図中:Q)=57.5~270.0 kgf/cm²、三軸圧縮強度は σ (図中:T)=141.8~377.6 kgf/cm²の範囲にある。

図-3に数例の一軸及び三軸圧縮試験の応力ひずみ曲線を示した。この結果、一軸圧縮強度は破壊に達した後急激に低下するが、三軸試験結果は、破壊した後もある程度の荷重をささえながら徐々に低下する。

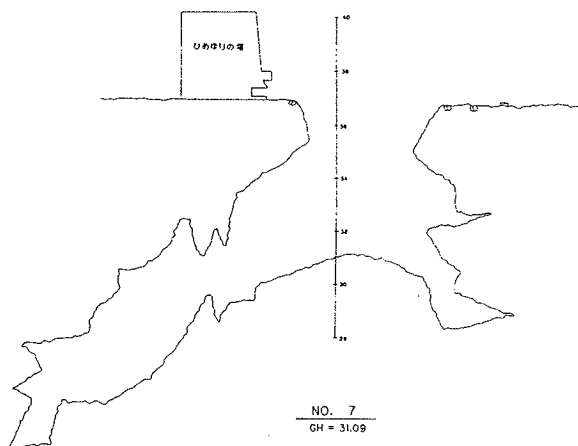


図-2 壕内部の断面

3. あとがき

ひめゆりの塔の壕は図-4に見られるように琉球石灰岩内の地表面から6~13mで比較的良好な岩盤中にある。

保存の検討は、図-5に見られるように、いくつかの断面で図-6の有限要素法で解析検討をする。各々の断面でメッ

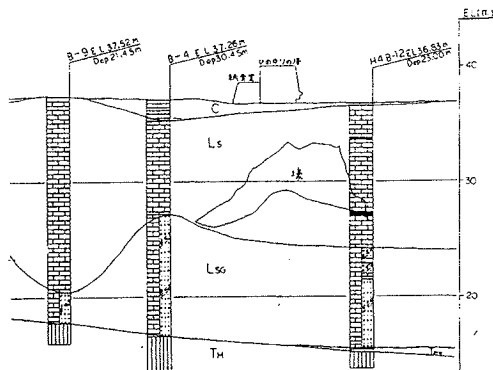


図-4 石灰岩層中の壕の位置

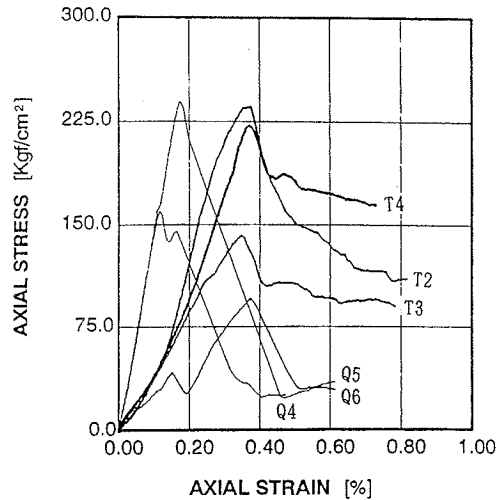


図-3 一軸・三軸試験結果

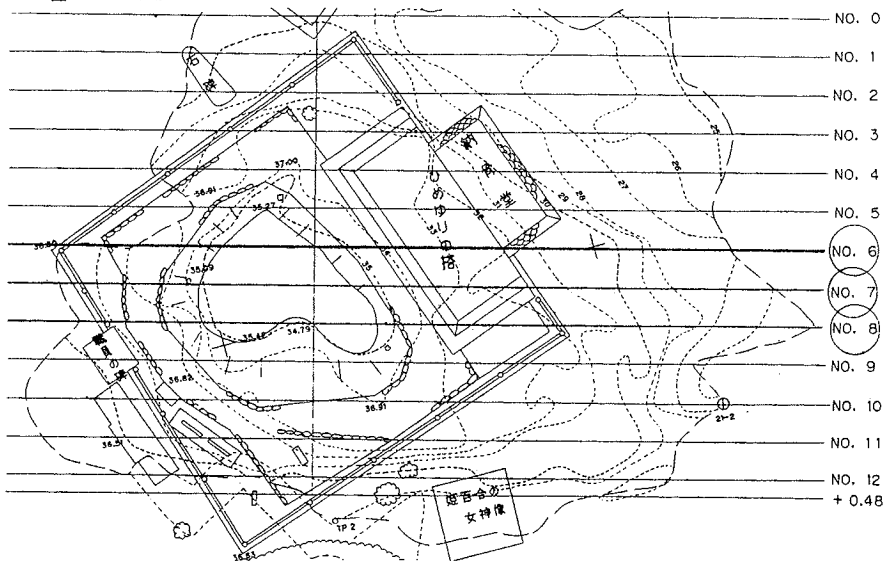


図-5 検討断面線

シュを作成し地盤の安定解析を行う際には、モールクーロンの破壊基準に従う材料として、強度定数C及びφを用いるのが一般的であることから、有限要素法解析においてもモールクーロンの破壊基準を用いて計算し、壕の保存工法の検討を進めているところであり、次回にこれらの結果を報告する予定である。

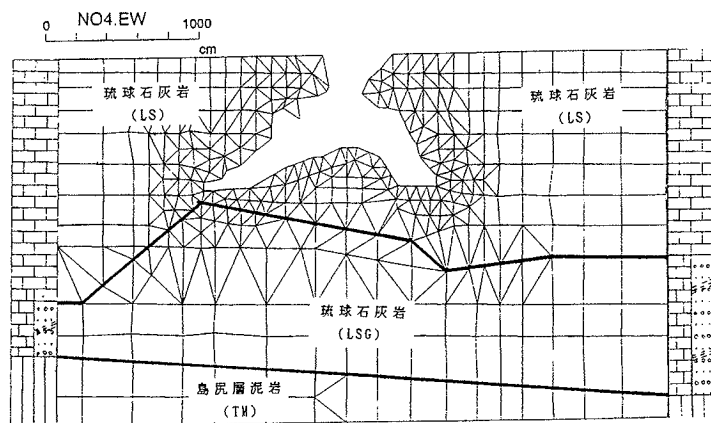


図-6 解析図

3 沖縄の基礎地盤情報について(その2)

琉球大学工学部土木工学科

○ 佐久田 朝男
諸喜田 久
上原 方成
原 久夫

1. まえがき

琉球大学土質地盤研究室では、過去数年に渡って沖縄の基礎地盤情報のデータベース化に取り組んできた¹⁾。これまで県内では、多くのボーリング調査が行われ、その数が土木工事の増加にともない膨大なものとなっているが、一度利用されたデータはほとんど再利用されることはない。これら数多くの調査記録(1987年～1992年)を収集整理し、これまでのデータに加えてより効率的に活用できるよう、今回も前回に引き続き、パソコンによる地盤情報データベースプログラムの開発を試みた。

2. 地盤データベースプログラム

本データベースプログラムの構築に当たり、ユーザー側の便宜を考慮して、なるべく操作し易いようにいろいろな工夫が施されている。

情報内容は、

- 土質調査名等の一般的事項
- ボーリング柱状図とN値図
- N値-深度表

などである。また、地質情報のコード化については、「沖縄の地盤柱状図」²⁾(沖縄県建設技術センター、1990)で用いられているものを採用した。出力画面の一例を図-1に示す。

出力方法としては、市町村別検索システムとボーリング番号(本研究室が、ボーリング位置を考慮しながら独自で考えた地図上の番号)による検索システムの2つとした。図-2にプログラムのフロー図を示す。今回用いた地図は、国土地理院発行の「沖縄全島地形図」(1/25000)である。

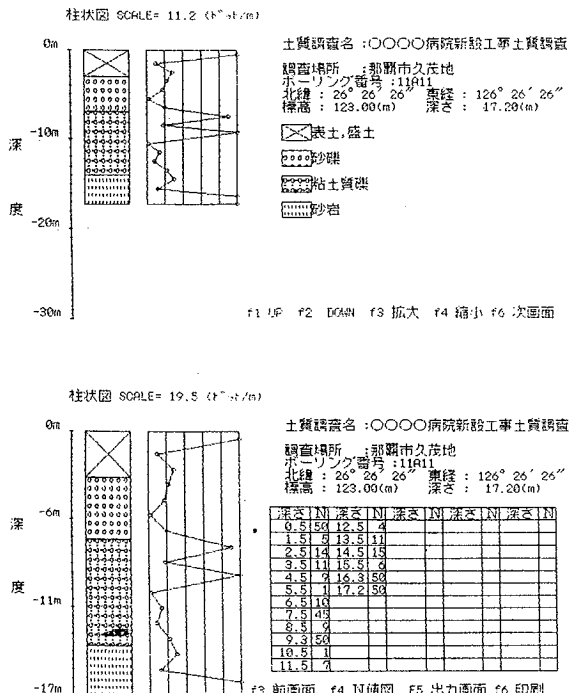


図-1 出力画面例

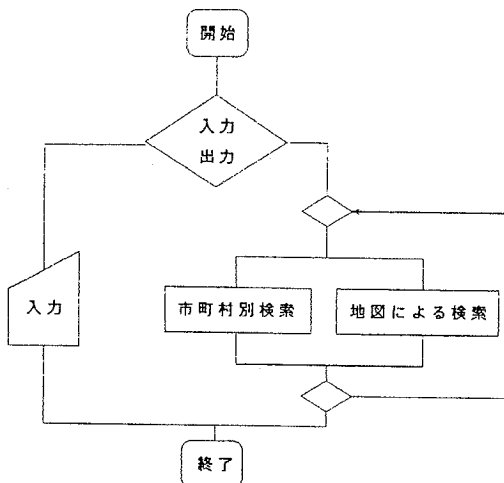


図-2 プログラムのフロー図

3. 地盤情報データベースの利用例²⁾

地盤情報データベースの一部を利用した、那覇市のある地域を例にとって、沖積層、琉球石灰岩層、島尻層のN値の頻度分布特性を調べた。それぞれの頻度分布を示したものが図-3である。

・沖積層についてみると、頻度図に示されるように、ごく狭い範囲にN値は分布し、かなり一定した傾向を示し規則性が見られる。今回の例における沖積層のN値のモデルとして、正規分布が有意水準5%で妥当であることが確かめられた。

・琉球石灰岩層についてみると、N値は0~50の広い範囲にわたって分布しており、一定の規則性を見いだすことは困難で、岩層の複雑な状態を示していることが分かる。このことから本岩層については、かなりの幅をもった予想しかできないことが分かる。今回、N値51以上の全体に対する出現率は、約27%であった。

・島尻層については、今回N値50以下の出現率が全体に対して約35%以下（ただし、この場合の出現率は、風化が進行し粘土化した半固結状の層におけるN値の出現率）であったため、分布特性の明確な結果は得られなかった。しかし、逆に考えるとN値51以上の出現率が65%以上を占めていることから、これまでの島尻層についての地盤特性を裏づける結果⁴⁾となることが分かる。

4. まとめ

今回の地盤情報データベースの特徴は、那覇市、浦添市、西原市だけでなく、離島を含む沖縄県全域をその対象とし、前回収集され入力されたボーリングデータを今回のデータベースでも使用することができよう作成した。また、地質情報（柱状図、土質記号）を「沖縄の地盤柱状図」²⁾で用いられているものと統一し、各地盤情報データベースとの互換性を考慮した。このように、今後の継続的な地盤情報データベースを考えると、地盤情報の表現の標準化・統一化を進めることも重要であり、そして、情報処理の高度化及び適正化が進められれば、地盤に関する総合的な情報（N値に関する地質諸特性など）を得ることが可能となり、新たな地盤工学的情報として有効利用されると思われる。

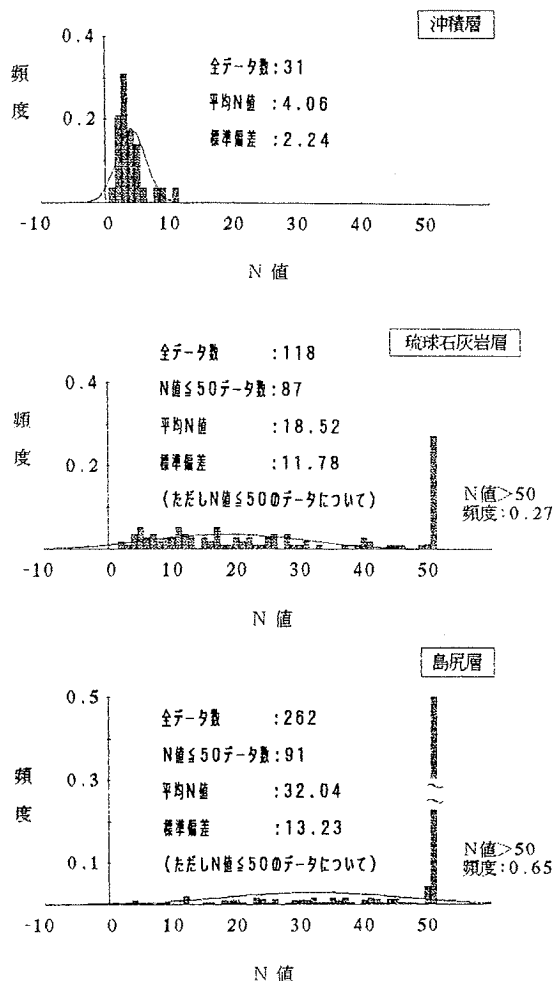


図-3 N値に関する頻度図と正規分布モデル

終わりにあたり、本データベースの作成にあたって貴重なボーリング調査資料を提供していただきました県内各コンサルタントの方々に心より感謝いたします。

(参考文献)

- 1) 石垣, 久野, 上原, 原
「沖縄の基礎地盤情報について(その1)」
第4回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, 1991
- 2) 上原方成, 沖縄県建設技術センター
「沖縄の地盤柱状図」 沖縄県建設技術センター, 1990
- 3) 伊藤学, 亀田弘行 訳
「土木・建築のための確率・統計の基礎」 丸善, 1977
- 4) 上原方成
「沖縄県の地盤特性と基礎」 基礎工, 1985

4 島尻層泥岩における地質構造と強度特性について

新城 三雄・千村 次生(梶谷エンジニア株式会社)

1. はじめに

近年、大規模開発に伴い島尻層群・泥岩の土質工学的な情報に関するニーズが高まり、その特性と問題点がクローズアップされて来ている。島尻層群は従来から良好な支持層とみなされる反面、自然斜面や切土のり面では崩壊や地すべりが生じ易く、また乾湿繰り返し、吸水膨張などによる強度低下など耐久性・耐水性の面から不安定な性質を示す。また、地山においても地殻変動を受け大小様々な断層や分離面が多く分布し、弱面を形成している。これらの工学的取り扱いについては、今後の研究結果に待つところが多いが、一口に島尻泥岩と言っても、地域によって土質特性が大きく異なり、それは地質構造と密接な関連があると考えられる。本報告では、地域差を検討する第一段階として、N値特性や一軸圧縮強さに着目し地質構造との関連から考察する。

2. 分布と構造

島尻層群は、新第三紀中新世後期から第四紀初頭にかけての海成堆積物で、沖縄島中南部一帯、宮古島、波照間島など中琉球弧の島々や周辺海底下に広く分布する。この地層は、半固結～固結した灰色～青灰色泥岩を主体とし、砂岩、凝灰岩を挟み2,000m以上の層厚を有する。

沖縄島においては、嘉手納町～具志川市を結ぶ線より南側に広く分布し、下位より豊見城層、与那原層、新里層の各累層に区分され、全体的な構造は太平洋側の南東方向へゆるく傾斜する。表-1に浮遊性有孔虫化石に基づく島尻層群の層序を示し、図-1にそれらの分布を示す。

表-1 沖縄島における島尻層群の層序

地質時代	累層名	浮遊性有孔虫化石帯	層相
更新世 鮮新世 新世	新里層 (250m)	n 22	シルト岩・砂岩互層
		PL5	泥岩主体
	与那原層 (980m)	PL4	泥岩主体、下部に砂岩を挟む
		PL3	
		PL2	
		UP LOW	
		PL1	
		UP LOW	
中新世	豊見城層 (940m)	N17B	泥岩、砂岩

氏家(1988)を一部簡略

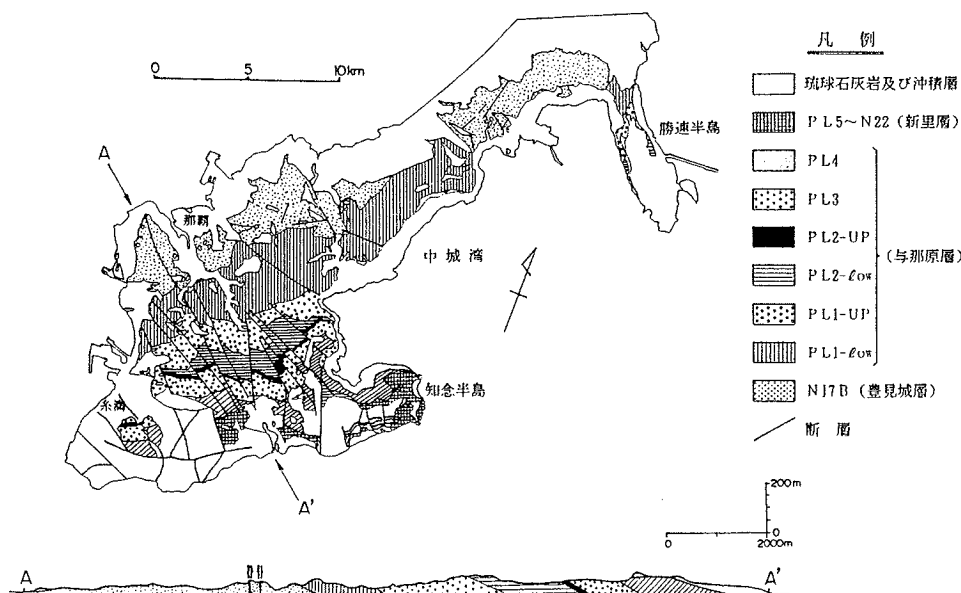


図-1 浮遊性有孔虫化石帯に基づく沖縄島中南部の地質図 (氏家 1988を一部簡略)

島尻層群の地下構造について、広大な東シナ海の全域にわたって1,000~2,000mの厚さで堆積していることが種々の調査で確認されている。これほど多量の土砂の供給源は、黄河や揚子江のような大河を除いてほかにない。もちろん揚子江といっても、当時流れていた古揚子江というべき前身であるが、いずれにせよ中国大陸を起源とする大陸斜面堆積物とみなすことができる。

3. 土 質 特 性

島尻泥岩の粒度組成は、粘土分40~70%, シルト分30~60%, 砂分5%未満の範囲にある。コンシステンシー特性は、 $W_L=50\sim90\%$, $W_P=20\sim30\%$ の範囲にあり、日本統一土質分類の「CH」に分類される。

泥岩の地山における自然含水比と湿潤密度の関係を示したものが である。自然含水比が20~30%に対し、湿潤密度は1.83~2.08g/cm³の範囲にある。

3.1 N 値 特 性

表-1に示す浮遊性有孔虫化石帯の地層区分に基づいて、各部層のN値特性について述べる。なお、原位置で実測したN値を整理するにあたっては、表層付近の風化帯を除く原岩色を呈する新鮮部のみを対象とした。

各部層毎のN値ヒストグラムを図-3に示す。

地層が古くなるに従い、各部層単位で平均N値が増加する傾向が認められる。最頻値に着目すると、豊見城層(N17B部層)~与那原層(PL1(UP)部層)は、N=50~80回に集中しており、与那原層(PL4部層)~新里層(PL5部層)はN=10~40回に集中する。

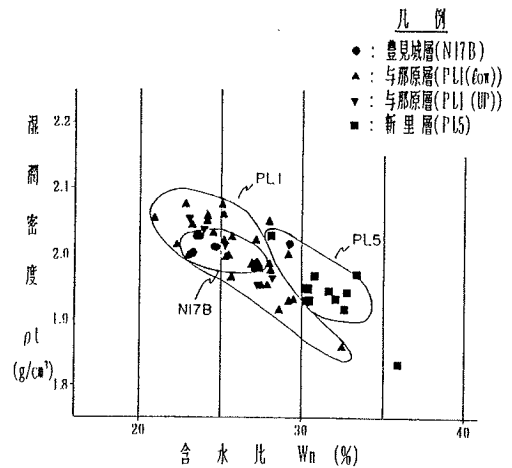


図-2 含水比と湿潤密度の関係

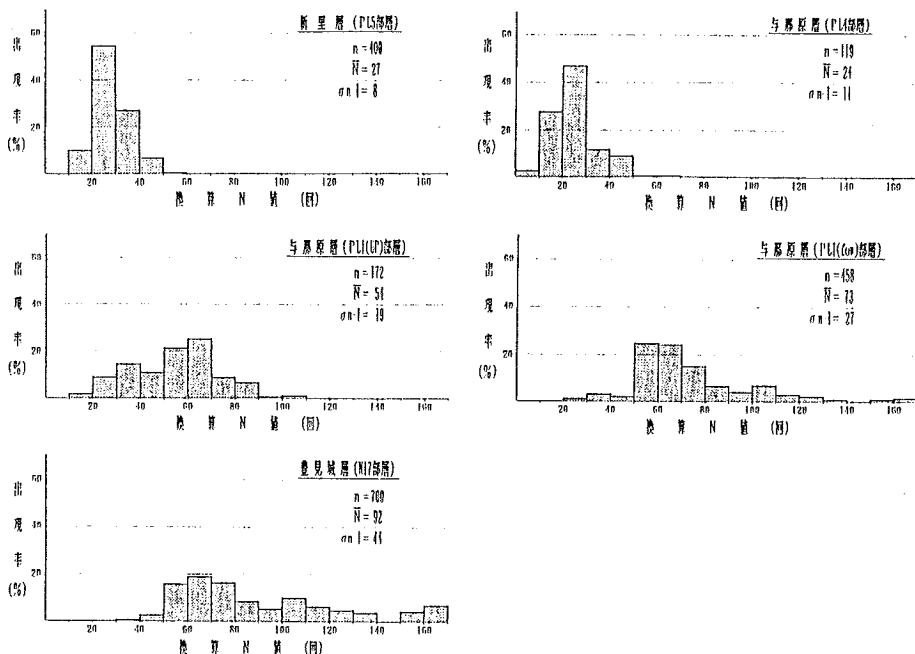


図-3 各地層のN値ヒストグラム

図-4は、N値と一軸圧縮強度 q_u の関係を示したものである。

これによると、N値と q_u の関係は概ね $q_u = \frac{N}{7.5}$ の関係にある。

ただし、N値50以上で $q_u = 5 \text{ kgf/cm}^2$ 以下を示す与那原層のデータについては、潜在する亀裂面の存在や試料整形上の問題点等が考えられる。

3.2 一軸圧縮強度

湿潤密度、含水比、間隙比の各々と一軸圧縮強度との関係を示したのが、図-5～図-7である。

図-5によると、新里層を除いて、湿潤密度の増加に伴い、一軸圧縮強度も増す傾向にある。豊見城層(N17B部層)については、相関性が特に高く、与那原層(PL1(LOW)～(UP)部層)については、バラツキがある。

自然含水比と一軸圧縮強度の関係に着目してみると、含水比の増加に伴い一軸圧縮強度は低下している。豊見城層(N17B部層)～与那原層(PL1(UP)部層)と新里層(PL5部層)では、その特性値が異なる(図-6)。

含水比の増加に対して一軸圧縮強度が低下する割合は、両者とも同程度である。

一方、間隙比が増加すると一軸圧縮強度は低下する。豊見城層(N17B部層)～与那原層(PL1(UP)部層)と新里層(PL5部層)では、特性値が異なり、後者が間隙比の増加に伴う強度低下が著しい(図-7)。

この理由は、応力開放による強度低下の影響が新里層のほうに強くするためと考えられる。

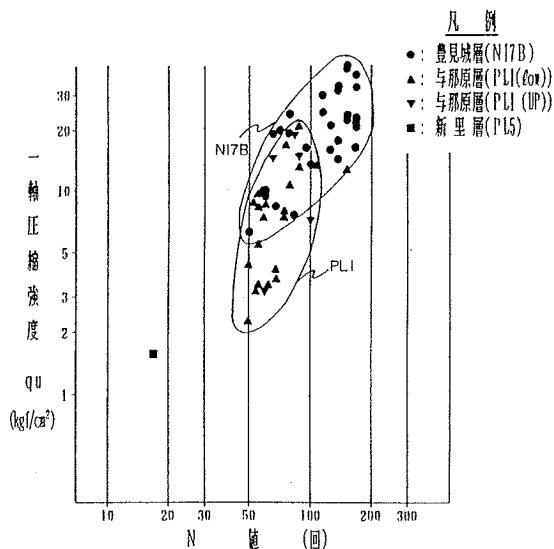


図-4 N値と一軸圧縮強度の関係

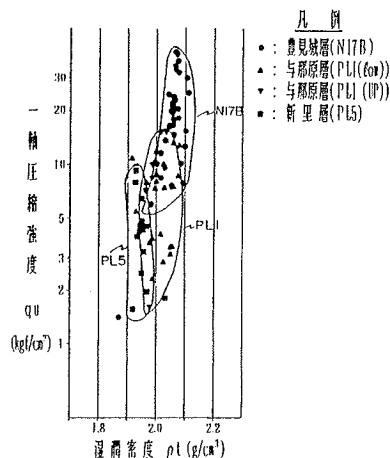


図-5 湿潤密度と一軸圧縮強度の関係

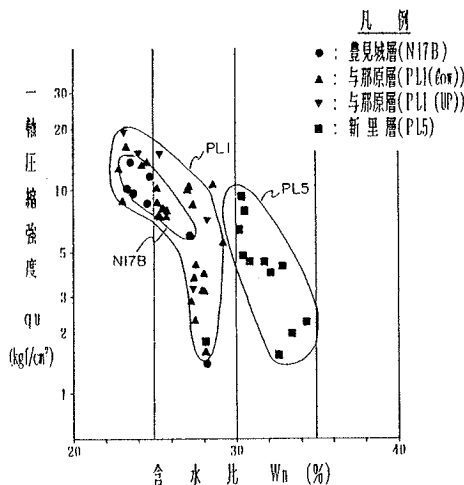


図-6 含水比と一軸圧縮強度の関係

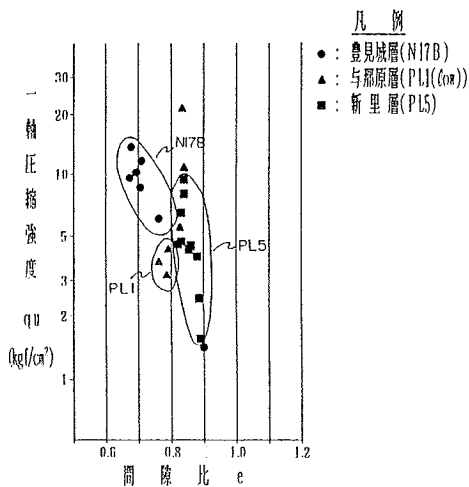


図-7 間隙比と一軸圧縮強度の関係

4, ま と め

N値および一軸圧縮強度の特性は、少なくとも各累層単位で異なり、N値特性については、各部層単位でも差が認められる。このことは今後、島尻泥岩の強度特性を論ずる際、特に支持力や地すべり・崩壊との関係において、累層あるいは部層単位で評価することが可能であることを示唆するものである。

なお、今回の検討においては、与那原層中上部層(PL2～PL4部層)のデータが著しく不足しているため、今後のデータの集積が必要である。

< 参 考 文 献 >

- (1) 神谷厚昭：琉球列島の生いたち, PP79～91, 1984
- (2) 土質工学会九州支部(編)：九州・沖縄の特殊土, PP227～237, 1983
- (3) 沖縄開発庁 沖縄総合事務局 開発建設部河川課：ダム技術者のための沖縄の地質, PP57～62, 1986
- (4) 木崎甲子郎(編)：琉球弧の地質誌, PP107～114, 1985
- (5) 氏家宏：琉球弧の海底 底質と地質, PP63～82, 1986
- (6) 氏家宏：沖縄島中・南部の地質図, 1988

5 島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討(その3)

北部土木事務所

松島 良成

(財)沖縄県建設技術センター

仲 清 親 川 剛 ○安里 嗣也

1. はじめに

島尻層泥岩を路床とする舗装設計の検討をこれまで行ってきた。その内容を以下に示す。

- (1) 島尻層泥岩の粒度の範囲によって、CBR強度にどのように影響するかを調べた。
 - (2) FWDによる載荷試験の測定値を基に多層弾性理論プログラム(ELSA)で、路床の実際のCBR値の推定を行った。
 - (3) これまでの調査の結果を基に、交通荷重が路床に与える影響を検討した。
- そして今回、これらの結果を考慮して、交通荷重(繰り返し荷重)が路床にどのような影響を与えるか把握するため、一軸圧縮試験及び、繰り返し載荷試験を行った。

2. 試験方法

2-1 試料

(1) 一軸圧縮試験用供試体

糸満市武富の現場より採取した岩塊を含水比を変化させないようにビニール袋で密閉し、直径7cm、高さ14cmの円柱の供試体を作製した。

(2) 繰り返し載荷試験供試体

一軸圧縮試験と同じく乱さないように試料を採取し、一辺15cm、高さ30cmの直方体の供試体を作製した。

2-2 一軸圧縮試験 (JIS A 1216)

毎分1%の圧縮ひずみが生じるスピードで圧縮を行う。圧縮応力が最大となってからひきつづき、ひずみが2%以上生じるか、圧縮力が最大値の2/3程度に減少するか、または圧縮ひずみが15%に達したら試験を終了する。

2-3 繰り返し載荷試験

繰り返し載荷のスピードは、4.5秒で1サイクル、0.5kgf/cm²~1.0kgf/cm²の応力の範囲で繰り返し載荷を行った。その時の応力と時間の関係を図-1に示す。また、供試体に繰り返し荷重を1万回及び5万回かけた後、それぞれの供試体で一軸圧縮試験を行った。

3. 実験結果及び考察

一軸圧縮試験の結果は、図-2に示すような分布となった。また、繰り返し試験前(初期)の一軸圧縮試験を行った結果と繰り返し載荷試験後の一軸圧縮試験の結果を表-1に示す。

今回の試験は、現場の交通荷重が繰り返し載荷される状況を室内試験で再現することを目的としている。

一般に、交通荷重と舗装の劣化の状況を解析する手法としてパフォーマンス曲線がある。そのパフォーマンス曲線とは、舗装の性能を示す評価指数(PSI, MCI等)の時間履歴を含めた評価モデル式であり、AASHTOやSDHPTによ

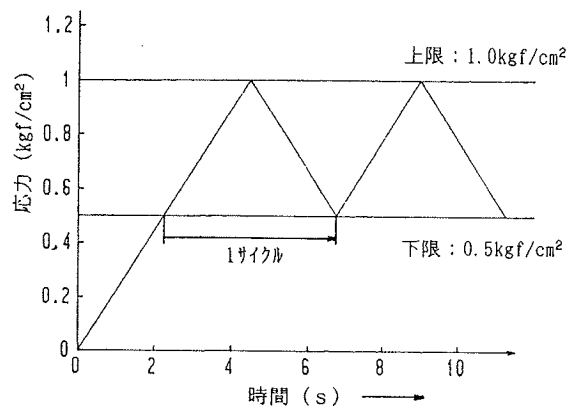


図-1 繰り返し載荷試験

って提案された。このハーフマンズ曲線の特性は、パラメータ β 、 ρ によって支配される。

$$MCI = MCI_0 - (MCI_0 - MCI_r) * \exp\{-(\rho/w)^\beta\} \quad (1)$$

MCI : 主要変数 w における MCI

MCI_0 : MCI の初期値 ($w=0$)

MCI_r : MCI の収束値 (境界条件)

w : 主要変数 (累積大型交通量)

ρ , β : パラメータ

今回、式(1)の MCI を弾性係数と一軸圧縮強度におきかえて解析した。解析した結果を図-4に示す。弾性係数による推定では、破壊時の累積大型車交通量は177万台という結果が得られた。ここで、1日大型車交通量を300台~500台とすると、供用開始後、約16年~約10年で破壊に至ることになる。しかし一軸圧縮強度での推定では、破壊時の累積大型車交通量が14万台という結果を得る。この場合、供用開始後、約1年~約0.8年で破壊という結果が得られた。那覇一糸満線では供用開始後、6ヶ月経を過している。一軸圧縮強度の推定では、1年程度で、破壊に至るという結果を得るが、現在の路面性状は、ほとんど変化がないので、1年で破壊するとは、考えにくい。従って、一軸圧縮強度による推定は、困難であると考えられる。

4. まとめ

前述した一軸圧縮強度での解析が困難である理由は、舗装の破壊は主に変形によりおこるからである。従って、圧縮強度による推定よりは、変形係数による推定方法がよいと考えられる。しかし現段階では、表-1に示すように、初期値(繰返し载荷を行わない変形係数 E_{s0})と繰返し载荷1万及び5万回の E_{s0} では、有意な差はみられない。

今後は、繰返し载荷の回数を増やし、有意な差が現れるまで実験を継続する必要がある。また、表-1に示したように E_r/E_{s0} は、繰返し载荷により変化することが考えられるので、このようなことも考慮して島尻層泥岩上の舗装の性状を解析していくつもりである。

(参考文献)

- 1) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，pp58~59
- 2) 安崎ほか：基準調査を用いた舗装の長期供用性の検討，第19回日本道路会議論文集

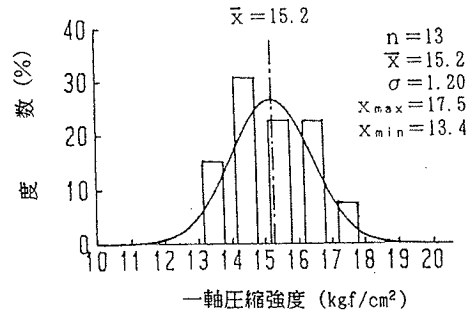


図-2 一軸圧縮強度の分布

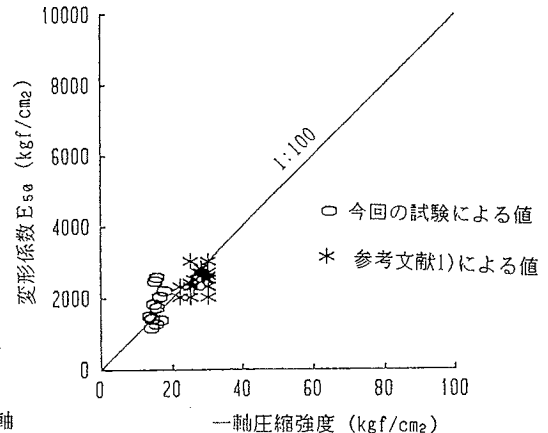


図-3 一軸圧縮強度と E_{s0}

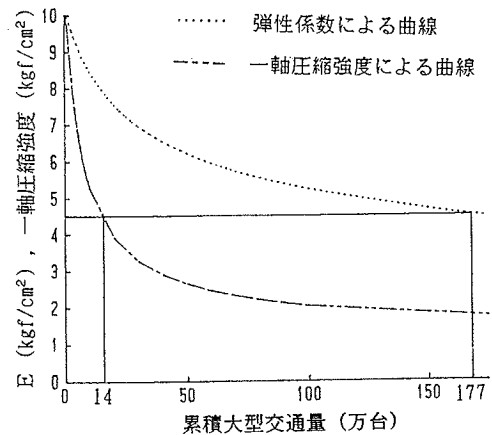


図-4 ハーフマンズ曲線

表-1 一軸圧縮試験結果

項目	q_u	E_{s0}	E_r	E_{s0}/E_r
初期	15.2	1158~2566	661~2369	1.0~1.5
1万回	15.4	2566	2200	1.2
5万回	10.8	1520	900	1.7

単位: q_u (kg/cm²) E_{s0}, E_r (kg/cm²)

6 島尻層泥岩を支持層とする杭の鉛直載荷試験について

沖縄総合事務局 南部国道事務所
石垣 弘規

1. ま え が き

沖縄本島南部地域には島尻層泥岩が広く分布しており、この泥岩のN値 50 以上を示す新鮮部は、一般的に構造物の良好な支持層として採用され、基礎の設計・施工行われている。

島尻層泥岩を支持層とする杭基礎の設計は、通常道路橋示方書において提案されている推定方法に基づき支持力を算定しており、N値が 50 以上あることから支持力は十分あるものと考えられている。しかし、実際の支持力特性についてはこれまでに2～3の杭の載荷試験例があるものの、詳細については不明な点が多い。

そこで今回、南部国道事務所では、島尻層泥岩を支持層とする橋梁基礎杭の支持力を確認するとともに、今後の設計における基礎資料を得ることを目的に、図-1に示す橋梁建設箇所において場所打ちコンクリート杭の鉛直載荷試験を実施した。

本報文は、その結果について報告するものである。

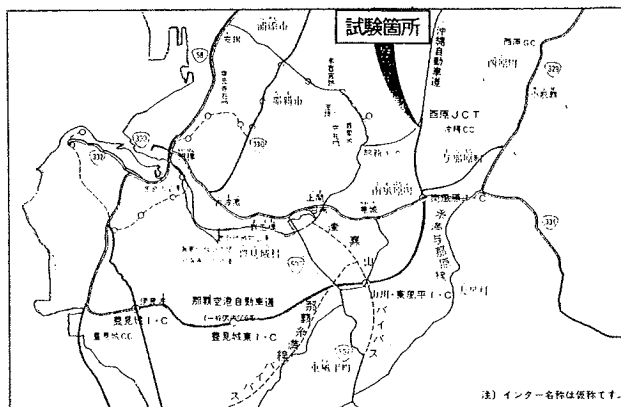


図-1 載荷試験位置図

2. 試験杭及び地質の概要

今回の載荷試験は、橋梁の基礎杭を使用して実施した。試験本数は2本(A杭, B杭と称す)で、何れも杭径 ϕ 1,200mmの場所打ちコンクリート杭(ベノト杭)であり、全周回転機を用いて施工を行った。

A杭は橋梁基礎杭として使用する本杭で、杭長 12.0 m (試験実施全長 13.7 m)である。B杭は載荷試験用として施工した杭で、杭長 5.4m (試験実施全長 7.1m)である。尚、反力杭は本杭6本を使用した。

載荷試験実施箇所の地質断面を図-2に示すが、試験箇所周辺は地すべり地形を呈しており、沖縄県の地すべり危険地域に指定されている地域で、地すべり後の崩壊土砂と思われる島尻層泥岩を起源とする崩積土が地表面付近に分布している。

A杭の位置では、基礎面から深度4m付近までは崩積土となっておりN値は30～40であるが、4m以深はN値50以上を示す新鮮な島尻層泥岩が分布しており、全根入れ長12mのうち約8mが新鮮部へ根入れとなっている。

一方B杭の位置では、基礎面からN値50以上の新鮮部が分布しており、5.4m全長が新鮮部への根入れとなっている。

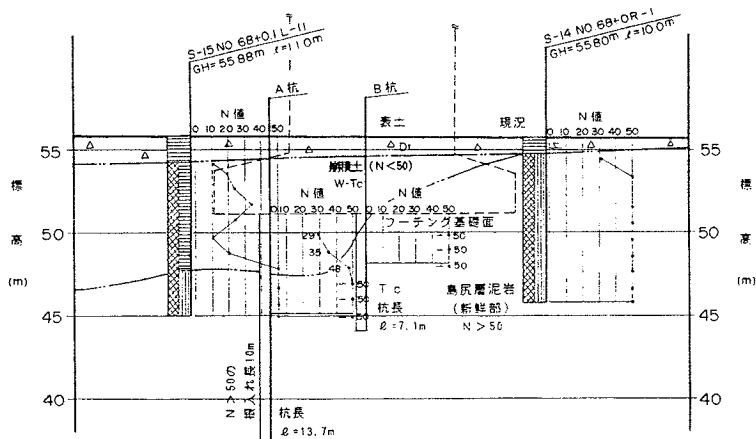


図-2 地質断面図

3. 載荷試験方法

載荷試験は、KODAN 503-1988 杭の鉛直載荷試験方法による多サイクルA方式で実施した。表-1にその概要を、また図-3に各測定器の配置を示す。

杭の応力測定は、主鉄筋に鉄筋計を設置してヒズミを測定し、このヒズミから杭に作用する軸力及び曲げモーメントを求めた。

沈下量は、杭中に二重管の沈下計を設置し測定を行い、杭体の圧縮量については、スライディングマイクロメータを設置し、1m毎に測定を行った。水平変位は、孔内傾斜計を設置し、0.5m毎に測定を行った。

測定方法は、鉄筋計及び沈下計については自動計測としスライディングマイクロメータ及び孔内傾斜計については最大荷重載荷時（A杭、B杭とも720tf）のみ測定を行った。

表-1 載荷試験内容表

項 目	設 定 内 容
設 計	A 杭 $R_a = 273 \text{ tf}$
支 持 力	B 杭 設定無し（捨て杭）
計 画 最 大	A 杭 $P_{\max} = 820 \text{ tf}$ （設計支持力の3倍とした）
荷 重	B 杭 $P_{\max} = 900 \text{ tf}$ （使用ジャッキ最大荷重）
載 荷 方 法 （ 計 画 ）	A 杭 $0 \sim 160 \sim 320 \sim 480 \sim 640 \sim 820$ （荷重段階 80 tf） ※ 実載荷は720 tfで終了 B 杭 $0 \sim 180 \sim 360 \sim 540 \sim 720 \sim 900$ （荷重段階 90 tf） ※ 実載荷は720 tfで終了
測 定 項 目	試験杭 ・杭体応力；A杭 4方向×3断面（0.5m） B杭 4方向×2断面 ・沈下量；杭頭、中間（A杭）、先端 ・杭体圧縮；A杭11点，B杭5点 ・水平変位；A杭27点，B杭14点 反力杭 浮き上がり量

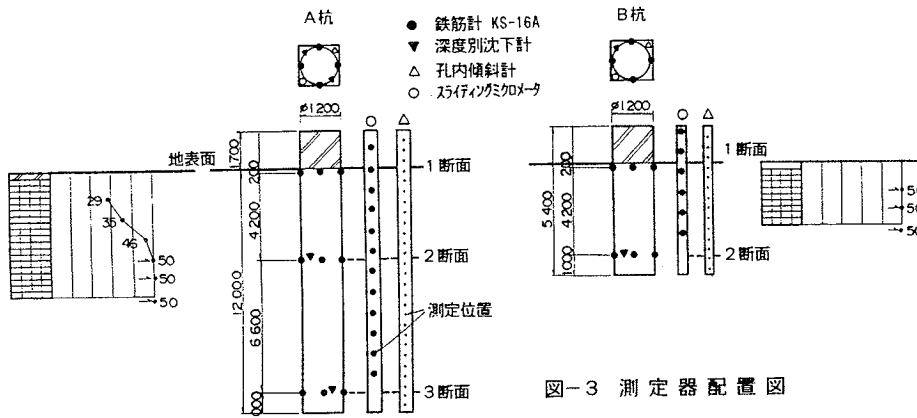


図-3 測定器配置図

4. 載荷試験結果

(1) 降伏荷重及び極限荷重の判定

降伏荷重及び極限荷重は、荷重 (P_o) ~ 沈下量 (S_o) 曲線（図-4）を参照にするとともに、次のⅠ~Ⅲの判定方法から総合的に判定した。尚、載荷は、沈下量がA杭で52.2mm、B杭で173.2mmとなったため、いずれも $P_o = 720 \text{ tf}$ で終了した。

Ⅰ. $\log P_o \sim \log S_o$ 法（図-5参照）

A・B両杭とも、直線的傾向を失う折れ曲がり点が3点認められ、降伏点を特定できない。

Ⅱ. $S_o \sim \log t$ 法（図-6参照）

A杭で $P_o = 560 \text{ tf}$ 、B杭では $P_o = 540 \text{ tf}$ 以上で直線から曲線への変化が認められる。

Ⅲ. $\Delta S_o / \Delta \log t \sim P$ 法（図-7参照）

A杭で $P_o = 560 \text{ tf}$ 、B杭では $P_o = 480 \text{ tf}$ で、直線が急折する点が認められる。

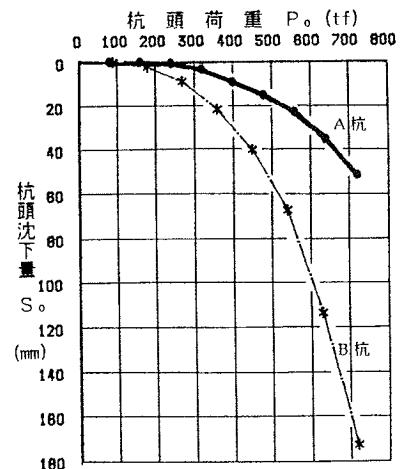


図-4 杭頭荷重 P_o と沈下量の関係

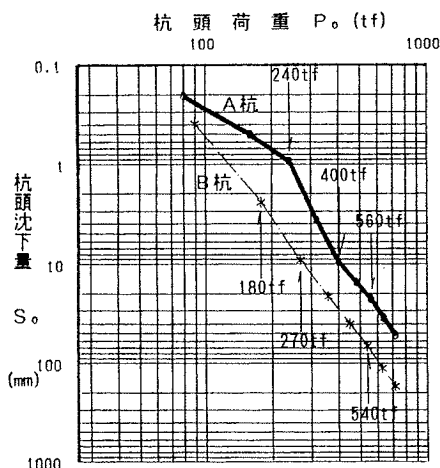
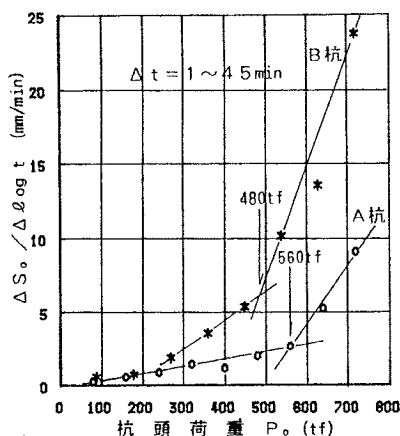
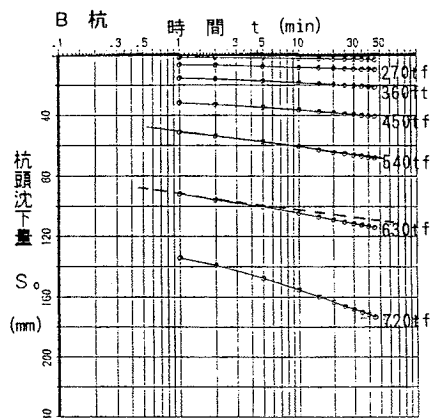
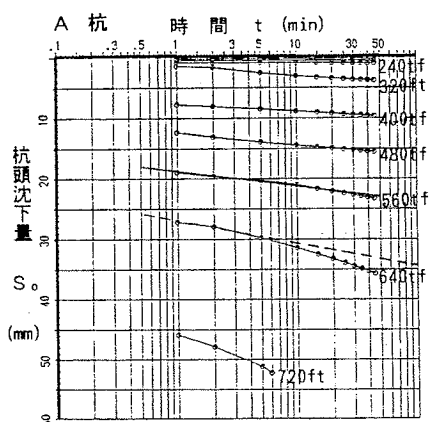
以上のことから降伏荷重は、Ⅰ方法で得られた折れ点に対応する荷重のうちで、Ⅱ・Ⅲ方法から得られた共通の荷重値とした。また、極限荷重については、「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編」に従い判定することとし、荷重～沈下量曲線が沈下量の軸に平行までには至っていないことから、沈下量が杭径の10%のときの荷重をもって極限荷重とした。

A杭については、杭径の約5%程度の沈下量しか得られていないが、載荷継続時間が短かったことまた、極限荷重は降伏荷重の約1.5倍程度であること等を考慮し、決定した。

降伏荷重、極限荷重の判定結果を表-2に示す。

表-2 降伏荷重・極限荷重の判定結果

杭名	降伏荷重	極限荷重	備考
A杭	560tf	720tf	沈下量 $S_0 = 5.2$ cm 杭径の10%以下
B杭	480tf	720tf	沈下量 $S_0 = 17.3$ cm 杭径の10%以上


図-5 $\log P \sim \log S_0$ 法

図-7 $\Delta S_0 / \Delta \log t \sim P$ 法

図-6 $S_0 \sim \log t$ 法

(2) 杭先端支持力及び周面摩擦力

杭先端支持力は、鉄筋計から得られたひずみ値より軸力(伝達荷重)を算出し、下端部の軸力を杭先端支持力とした。また、各点の軸力の差を点間の周面摩擦力とし、それぞれ、杭先端支持力度及び周面摩擦力度を算出し、表-3に示した。

図-8に杭頭荷重と杭先端荷重の関係を示した。本図の斜線で示した範囲は、周面摩擦力を示している。この周面摩擦力から算出した周面摩擦力度(tf/㎡)を、図-9、図-10に示す。

表-3 杭先端極限支持力及び周面摩擦力

試験杭	杭先端 極限支持力	周面摩擦力			
		区間	条件	摩擦力(tf/m ²)	P ₀ (tf)
A 杭	(tf) 531.6 (tf/m ²) 470	1~2	ピーク値	2.38	320
			極限荷重時	0.58	720
		2~3	ピーク値	7.77	640
			極限荷重時	7.36	720
B 杭	525.8 465	1~2	ピーク値	11.85	720
			極限荷重時		

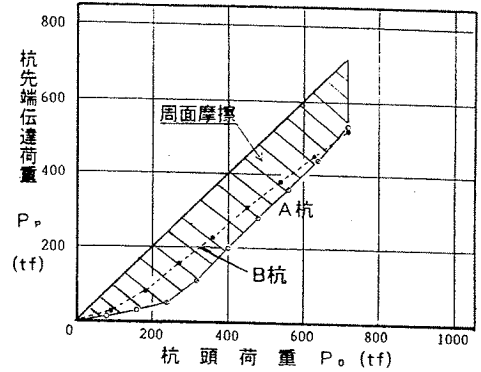


図-8 P₀と伝達荷重の関係

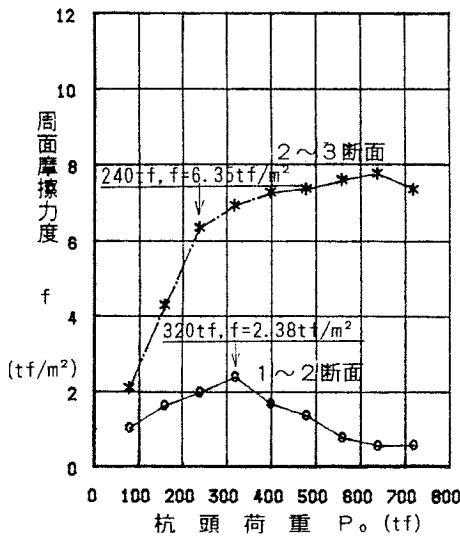


図-9 P₀と周面摩擦力の関係 (A杭)

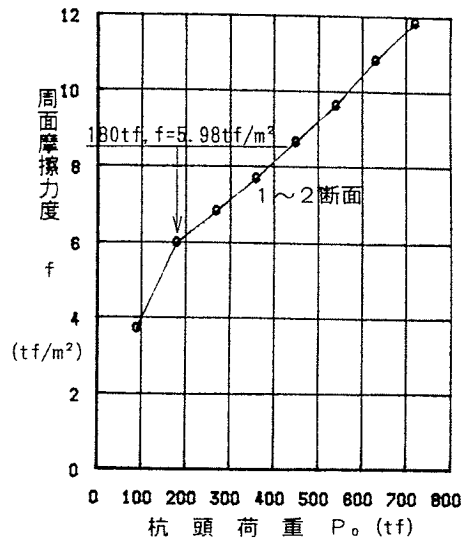


図-10 P₀と周面摩擦力の関係 (B杭)

(3) 杭体の圧縮量及び傾斜

最大荷重(720 tf) 載荷時の杭体区間圧縮量は、A杭のN値 50 以下で微小な伸びを示し、N値 50 以上とB杭ではわずかな縮みを示している。これらの区間圧縮量は非常に小さいことから、載荷時において殆ど周面からの拘束が無く、自体に大きな圧縮を受けていないものと考えられる。

杭体の傾斜は、双方の杭何れも 1~2 mm 程度であり、傾斜計の測定精度を考慮すると、杭体には殆ど曲げ荷重は作用していないものと考えられる。このことも、周辺地盤からの拘束が殆ど無いため、杭の中央部が曲がるような変形が生じなかったためであると考えられる。

5. まとめ

今回の載荷試験により、島尻層泥岩を支持層とする場所打ちコンクリート杭の支持力特性について、種々のデータが得られた。しかし、この結果は、わずか1地点2本のみの例であり、これを普遍的なものとして扱うには、データ不足は否めないところである。島尻層泥岩の支持力特性解明し、より確実な設計方針を確立するためにも、今後共、載荷試験及び諸調査によりデータの蓄積を行っていく必要がある。

7 緑色片岩地盤における杭の先端支持力について

北部土木事務所

兼次 一郎, 松島 良成

(財) 沖縄県建設技術センター

親川 剛, 安里 嗣也

1. はじめに

深礎杭の先端支持力の算定には、岩級別に示された c , ϕ の概略値を採用しているが、これらはかなり幅をもった値のため、採用する値により算定される極限支持力も大きく影響をうけることになる。そこで、岩種、岩級別に c , ϕ の推定を精度よくできることが望まれる。

1992年に名護市東江地内の県道18号線において橋梁の基礎に深礎杭を施工した。その際、基礎の先端支持力を確認するため、孔底において平板載荷試験を行った。また、掘削された岩塊で、点載荷試験も実施した。そこで今回、これらの結果を利用して、設計に採用した土質定数 c , ϕ の妥当性を検討し、 c , ϕ の推定方法についても検討してみた。

2. 試験概要

2-1) 平板載荷試験

今回の深礎杭の支持層は、中風化緑色片岩、及び強風化緑色片岩層であり、載荷試験は、深度7.0m付近の強風化層にて実施した。載荷方法は、75, 150, 225, 300 (tf/m²) の4段階の載荷とした。また、平板載荷試験は、土質工学会基準に従って実施した。

2-2) 点載荷試験

点載荷試験は、支持層となる位置から試料を10個ずつ採取し実施した。試験方法は土質工学会編「岩の調査と試験」に従った。また、層状節理や異方性を示す場合は、弱面に直角と平行に載荷し、そのデータは区別して取り扱うことにした。試料の物性値は表-1に示すとおりである。

3. 試験結果及び考察

3-1) 平板載荷試験

図-1は、荷重 P - 変位量 S の実測結果である。この図から、今回の載荷は極限支持力まで、達していないことがわかる。そこで、今回は最小2乗法により近似式を求め、外挿することによって極限支持力の推定を試みた。推定方法及び結果を表-2、図-2、図-3に示す。

ところで、深礎杭底面の極限支持力 q_d は、次式により算定する。

$$q_d = 1.3 \cdot c \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad \dots (1)$$

ここで、 c は地盤の粘着力 (tf/m²)、 N_c , N_r , N_q は支持力係数、 γ_1 , γ_2 はそれぞれ深礎杭より下、上にある地盤の単位体積重量 (tf/m³)、 D は深礎杭底面の直径 (m)、 D_f は深礎杭の根入れ深さ (m) である。

今回の設計に採用した土質定数は $c=0$, $\phi=35^\circ$, $\gamma_1=2.00$, $\gamma_2=2.00$ であり、極限支持力 q_d は、587 (tf/m²) となる。

表-1 試料の物性値

岩 種	中風化	強風化	備 考
絶乾比重	2.96	2.69	強風化のバラツキ大
吸水率	0.51(%)	3.35(%)	強風化のバラツキ大
変形係数	1264(kgf/cm ²)	2776(kgf/cm ²)	

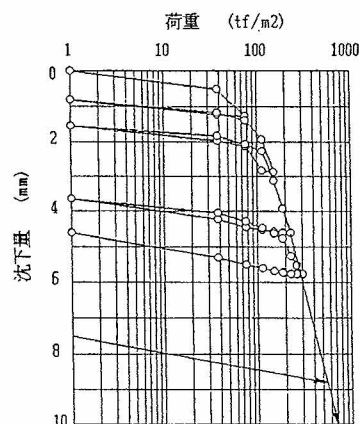


図-1 荷重 P - 変位 S の実測値

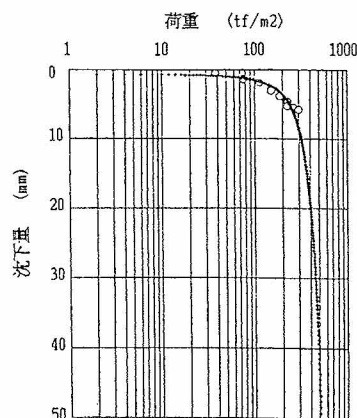


図-2 指数関数近似からの外挿

ところで、平板載荷試験結果から推定した極限支持力を(1)式の根入れ効果部分の項(第3項)を除いた式に代入することによって、 c 、 ϕ を逆算することができる。そこで、表-2に示した推定極限支持力について、逆算することによって c 、 ϕ を求めた結果を図-4に示す。この図より、 $\phi=35^\circ$ の場合、 $c=8\sim13(\text{tf}/\text{m}^2)$ の粘着力もあることがわかる。したがって、杭底面の極限支持力は、設計で算出した q_d より粘着力を考慮した分だけ大きな値($q_d=1107\sim1432(\text{tf}/\text{m}^2)$)となる。

3-2) 点載荷試験

試験結果を図-5,6に示す。中風化、強風化の分布には、有意水準 $\alpha=0.01$ で有意差がある結果となった。したがって、点載荷試験利用して、風化の程度を定量的に把握できることが期待される。

4. おわりに

今回実施した深礎杭の底面の平板載荷試験では、極限支持力まで載荷することができなかったため、 c 、 ϕ の逆算値は確定できる値ではない。また、実際の杭の直径に比べて載荷板はかなり小さいため、寸法効果についても検討しなければならない。

今後は点載荷試験等により風化度を定量的に把握し、現場での載荷試験データを蓄積していくことにより、風化度に対応した c 、 ϕ の推定を行っていく予定である。また、点載荷試験やその他の室内試験により c 、 ϕ の推定も試み、現位置試験からの推定値との比較検討も行う予定である。

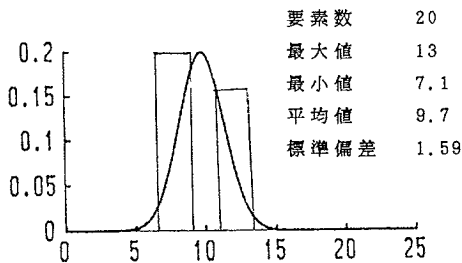


図-5 強風化岩の分布

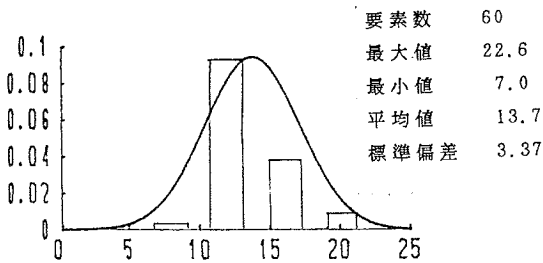


図-6 中風化岩の分布

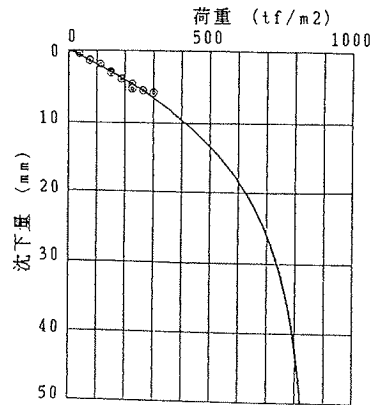


図-3 宇都らの方法からの外挿

表-2 推定極限支持力一覧

推定方法	極限支持力	備 考
log P-Sからの推定	500(tf/m^2)	指数関数近似式からの推定
宇都らの方法	850(tf/m^2)	$P=P_{\text{MAX}}(1-\text{EXP}(-S/S_0))$
残留沈下量からの推定	550(tf/m^2)	載荷板直径の2.5%の残留沈下量の時

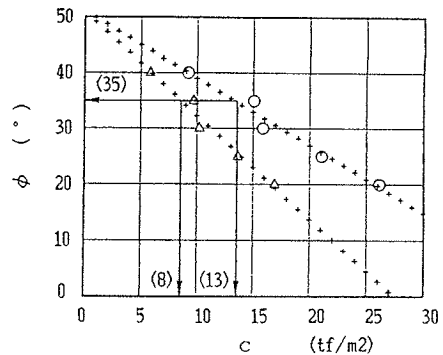


図-4 c - ϕ の逆算値

<参考文献>

- 1) 日本道路協会 : 杭設計便覧, 1992.10
- 2) 土質工学会 : 岩の調査と試験, 1989
- 3) 土質工学会 : 地盤の平板載荷試験方法と解説, 1983
- 4) 土質工学会 : 設計における強度定数-c, ϕ , N値, 1988
- 5) 土木学会 : 軟岩-調査・設計・施工の基本と事例, 1984

8 琉球石灰岩層における泥土圧シールド工法による海底トンネル工事

(株) 鴻池組 ○中西 重明
實藤 幸一郎
中澤 重一

1. まえがき

わが国におけるシールド工法の発展をふりかってみると、最初に導入されたのは大正6年であるが、本格的に採用されたのは、昭和14年の関門鉄道トンネルである。

その後、昭和28年には関門国道トンネル、昭和32年に営団地下鉄、昭和37年に東京都の下水道に使用される頃から急速に普及した。

シールド機種は、初期には開放手掘り式であったものが、沖積軟弱層での工事量の増大にともない、厳しい施工条件に対処するため技術の改善開発が進められ、昭和40年には泥水加圧シールドが実用化され、昭和49年には土圧系シールド工法が、わが国で開発されるに至った。

この土圧系シールド工法は、発想段階からわが国独自の技術をもとに開発された工法で、昭和50年代に急速に発展した工法である。

最近では、掘削機製作台数のほとんどが泥水加圧シールドと土圧系シールドで占められ、本報告の沖縄電力開発注の地中送電線路工事（海底トンネル工区）においても、泥土圧シールド工法が採用された。

海底部の石灰質造礁サンゴ岩層をシールド工法で施工した例は少ないので、施工結果を報告し参考に供したい。

2. 工事概要

工事名 沖縄幹線新設工事（第2工区）

工事場所 浦添市牧港漁港構内～宜野湾市真志喜コンベンションセンター間

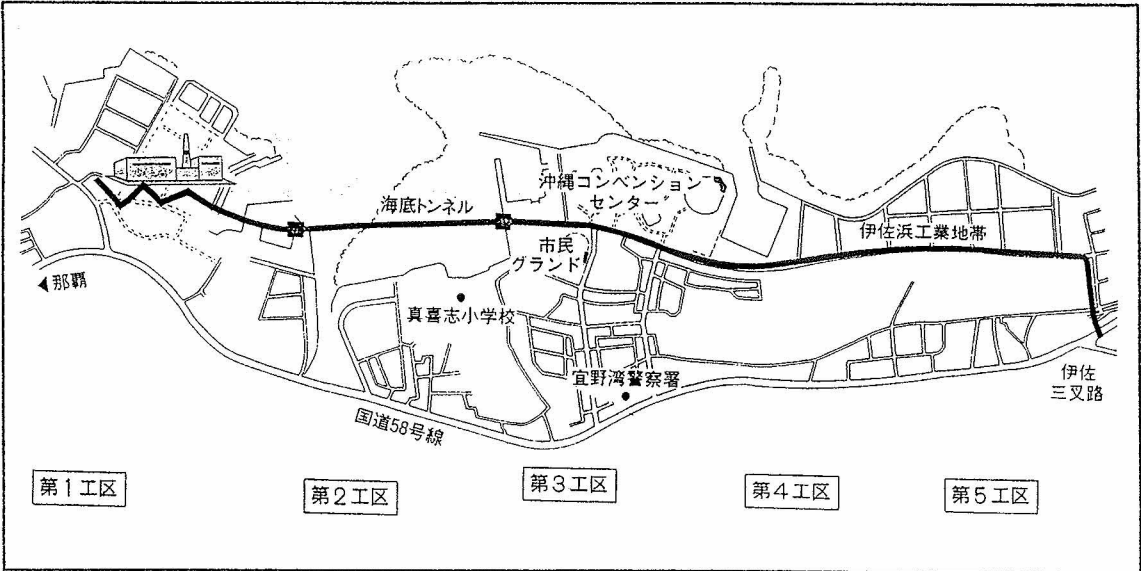


図-1 地中線ルート図

当工事は、牧港漁港側に立坑(14.6m×10.0m×27.3m)を
圧入ケーソンにて構築し、同立坑を発進基地とし、シールド機
(外径3940mm)で海底下を掘進、鋼製セグメント(外径3800mm)
及び可撓セグメントを組立ながらトンネルを構築するもので、
シールド延長887mの距離を人孔工事も含め平成3年1月～平成
4年12月に施工した。(写真-1)

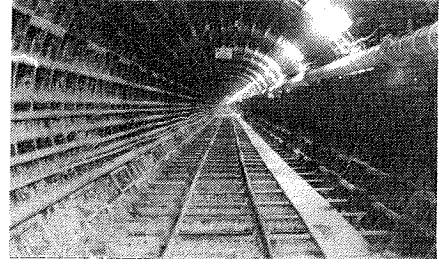


写真-1 一次覆工完了トンネル内部

3. 土質条件

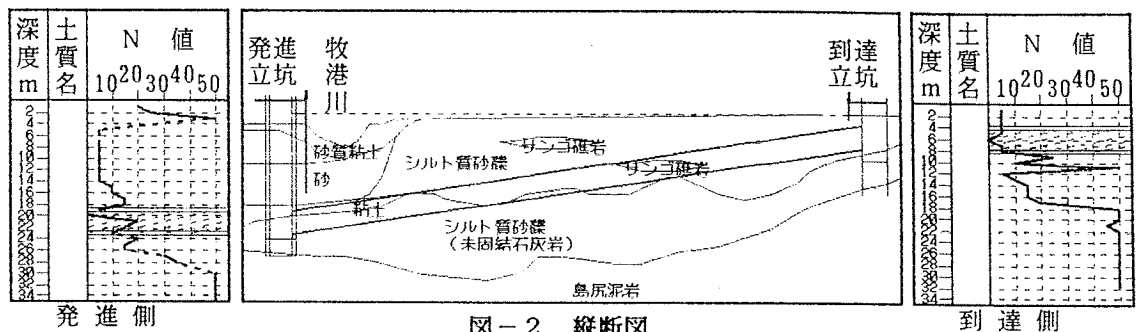


圖-2 縱斷圖

当工区は、主に第四紀完新世にわたって起きた、海進・海退によって形成された段丘地形で、サンゴ石灰角礫岩、サンゴ礁固結砂、石灰質礫、砂等により構成されている。(図-2)

尚、発進立坑側は牧港川の河口で、河川よりの土砂堆積により沖積層が厚く低位平野部が形成されており、立坑側シールド掘進部は、海浜部における攪乱堆積の様相が見られ、粘土を主体に砂を不規則に混入しており、貝殻片並びにサンゴ片も確認された。

発進立坑下部の地質は、琉球石灰岩が分布しており下位に島尻層群に属する泥岩層（俗称クチャ）で構成されていた。

4. 泥土圧シールド機の概要と制御機能選定

現在使用されているシールド掘進機は全面開放型の手掘式・半機械掘式・機械掘式、又密閉型の土圧式・泥水式に大別することができる。

この中で当工事にて採用した土圧系シールドについて述べる。(写真-2)

土圧系シールドの掘削概要は、シールドの掘進に伴い回転カッターにて掘削した土砂をカッターのチャンバー内へ充填させ土圧を発生させる。

この土圧にて切羽を安定自立させ崩壊土圧に対抗させる。

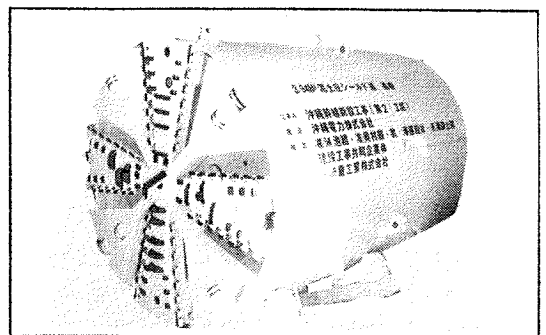


写真-2 泥十斤シールドマシン

チャンバー内へ取り込んだ土砂はスクリーコンベアを使用することにより密閉状態となり、連続排土する。(図-3)

以上が土圧系シールドの基本原理であるが、最近では土圧系シールド機に制御機能を装備し各種の地山条件に適した工法が採用されている。

現在の土圧系シールドが装備している制御機構を分類してみると(図-4)

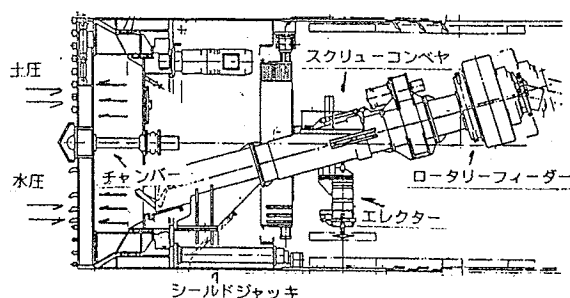


図-3 シールド機構造図

(1) 切削土砂および地下水圧に対処する制御機構

① 機械的制御方法

- ・スクリーコンベアの形状
- ・排土口の形状
- ・排土口に排土兼切羽圧力保持装置を設置
- ・排土土量の管理
- ・切羽からの水の噴発と水圧の変動防止
- ・カッターチャンバー内の切削土砂の土圧を保持

② 物性的制御方法

- ・添加材注入による切削土砂の性状変化(加泥式、気泡式、高吸水性樹脂式)
- ・先端圧気方式
- ・土圧バランス加水式
- ・高濃度泥水加圧式

(2) 地山と土圧制御装置を図る切羽安定機構

- ・土圧制御装置
- ・土量制御装置
- ・水圧制御装置
- ・カッター負荷制御装置

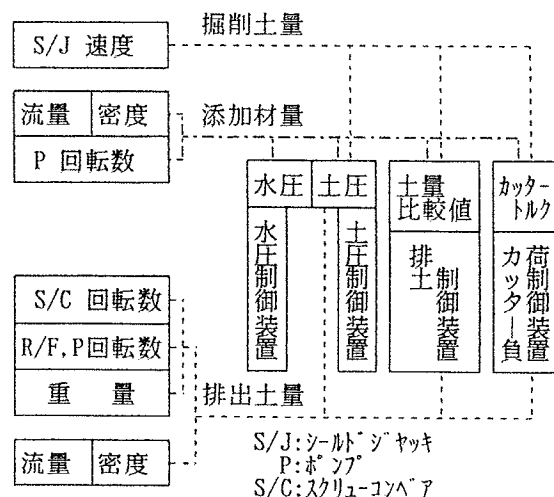


図-4 制御装置系統図

に区分できる。

当工事の特殊性としては、粘性土・砂礫・軟岩ではあるが未固結石灰岩等、各種の土質に対応できて、又海底下である為切羽からの地下水の噴出を防止しなければならないという問題点があった。

上記の問題点に対処するため、シールドマシン前面のカッター面板にシェルビット及びローラービットを取付け、各種制御機能を装備した万能型に近い加泥式(泥漿式)シールドマシンを採用した。

泥漿材はチャンバー内の掘削土砂と混合し、塑性流動性と不透水性を与えるベントナイト系の作泥土添加材であるが、当現場のように高水圧下(水圧1.0kg/cm以上)の工事では添加材のみでは湧水を防止し得ず、切羽からの水の噴発と切羽水圧の変動の防止及びカッターチャンバー内の切削土砂の土圧を保持する目的で、機械的な制御機構としてロータリーフィーダーを取り付けた。

(写真-3)

ロータリーフィーダーとは掘削土砂を排土するスクリーコンベアの出口に取り付ける回転式の仕切り装置で、土砂取り込みの部屋数が5室で構成されており、入口側と出口側が常に羽根によって仕切られた状態で土砂の排出を連続的に行う機械で、切羽側(

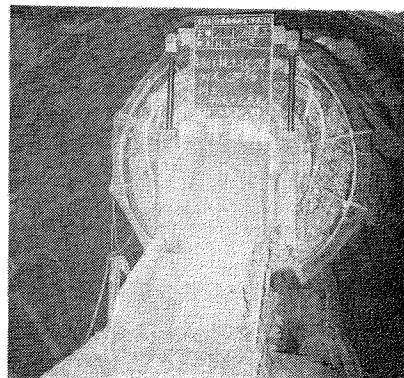


写真-3 ロータリーフィーダーからの排土状況

機外)と大気側(機内)を遮断し土砂水の異常出水を完全に防ぐことができるもので、当工事では非常に有効であった。(図-4)

5. 施工状況

前述のシールド掘進及び立坑築造工事の施工状況について報告する。

当現場は海底下のシールドで、発進立坑がH=27.3mと深い為に圧入ケーソン工法にて施工した。

ケーソン沈設の地層は、砂質粘土層・未固結石灰岩層・礫混じりの粘土層で GL-4.0m~GL-17.0mの深さではN値3という値を示し、軟弱な地盤であることが事前のボーリング調査結果により分かっており、ケーソン下部からの海水の噴発が予想された。

対策として立坑周囲にSMW工法による柱列壁を施工、根入れ部は島尻泥岩層(10m)まで挿入して遮水壁とした。低盤部には薬液注入にて地盤改良を施工した結果、地下水(海水)を完全に止め立坑を築造できた。

到達立坑は、立坑が浅い為鋼矢板による土止め工法を採用した。

到達側の土質は、サンゴ礁岩片・サンゴ片礫でシルトが混入しておりルーズな状態を呈しており、透水係数も $K=10^{-1}\text{cm/s}$ と、海面下の作業状態と同様で鋼矢板のセクションからの漏水が多く、 $2\text{m}^3/\text{min}$ の海水が常時湧き出していた。又、土圧・水圧も当初設計値より高く鋼矢板が大きく撓んだが、当現場では安全側に考慮して、鋼矢板の根入れ長及び土止め支保工部材を大きくしていた為、施工上問題はなかったが、サンゴ礁岩を含む砂礫層では、土止め計算の安全率を $F_s=2$ 近くは必要と考えられる。

シールドは沖縄特有の地層の中を掘進したが、当初予定では粘土層及び砂礫層は日進量も進み、サンゴ礁岩等で遅れると想定していたが、予想に反し粘土部(特に牧港川下)では塑性の高い粘土を呈し、30cm~50cm以上の未固結石灰岩が点在し、チャンバー内からの排土に困難を窮めたが、滑剤・各種泥漿添加剤等使用する事により掘進できた。

到達側付近のサンゴ礁岩(未固結石灰岩層含む)では、多いときは日進量13.0m/Dと進み、大きなトラブルもなく掘進できたが、枝状サンゴ片の堆積層では空隙が多い為、裏込め注入材の使用量が予定打設数量の3倍以上の箇所が数カ所あった。

以下掘進データの一部ではあるが、各種地層に対する当工事の日進量を参考値として表-1に記載する。

表-1 地層別日進量

延 べ m	0	100	200	300	400	500	600	700	800	890
土 質	礫混じり粘土 粘土質砂礫 含水比高位		シルト質砂礫 (未固結石灰岩) 粒子の粗~細い石灰質砂		粘土混じり砂 礫混じり砂 塑性高い粘土		サンゴ 礁岩 石灰岩	シルト質砂礫 サンゴ礁岩点在 貝殻、枝状サンゴ片		
N 値	0~18		10~24		5~50		18~50	0~15		
日 進 量	3.4m/D		8.3m/D		6.6m/D		6.0m/D	10.9m/D		

6. あとがき

本工事は、施工例が数少ない海底シールドであったが、施工にあたりご指導をいただいた沖縄電力(株)工務部送変電建設所、施工管理を担当された(株)日本工営・(株)ニュージェックJV、ならびに共同企業体の(株)奥村組、牧港建設(株)、(有)浦添土建の関係者各位に無事故・無災害で竣工できたことに深く感謝の意を表する。

9 沖縄におけるサンドコンパクションパイル打設に伴う海底隆起地盤形状

不動建設株式会社 酒井 成之
石井 隆行
金光 正文
○野津 光夫

1. はじめに

港湾の地盤改良工事において、粘性土地盤にサンドコンパクションパイル（以下SCPと略す）を施工する際に、大量の砂を圧入することにより、周辺粘性土が海底面上へ隆起してくることはよく知られている。

沖縄の港湾におけるSCP工事でも同様に地盤の隆起（盛上り）がみられるが、特に水深の浅い箇所においては、SCP施工船の喫水の問題から、盛上り量と形状を的確に予測することが必要となってきた。

そこで、本文では、過去の盛上りの事例を検証し、従来の予測式を用いた予測値と実測値との比較を行い、さらに施工条件を考慮した新しい形状予測手法¹⁾を用いて、予測形状と実測形状の比較も行った。

2. 盛上り予測式を用いた予測と実測の比較

盛上り量をあらわすパラメータとして、下記の盛上り率 μ がよく用いられている。

$$\mu = V_H / V_s \quad \dots (1)$$

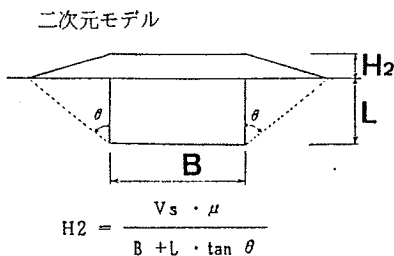
ここに、 V_H ：盛上り土量、 V_s ：改良砂量

この盛上り率においては、全国の過去の実績（41例）から以下の予測式がすでに提案されている²⁾。

$$\hat{\mu} = 2.803 \cdot 1/L + 0.356 a_s + 0.112 \quad \dots (2)$$

表-1は、過去の沖縄の港湾地盤改良工事における盛上り率及び盛上り高さである。また図-1は、盛上り率の実測と予測の比較である。これによると、最近の全国の事例では、実測値が予測値を上回る傾向が見られる。沖縄の事例においては比較的良好一致している。

また、盛上り形状についても、下のような二次元や三次元のモデルが提示され、平均盛上り高さが算定できるようになっている。



ここに、 V_s ：設計投入砂量

($= B \cdot L \cdot a_s$) である。

表-1 沖縄のSCP改良工事における盛上り率及び盛上り高さ

ケース	場所	改良率 a_s	杭長 L	実測 μ	予測 $\hat{\mu}$	実測平均 盛上り高さ (m)
①	那覇港(1)	0.8	16.5	0.620	0.567	3.0
②	那覇港(2)	0.8	16.5	0.610	0.567	3.4
③	那覇港(3)	0.8	16.5	0.600	0.567	2.9
④	那覇港(4)	0.8	20.0	0.455	0.537	2.2
⑤	中城湾港(1)	0.8	16.0	0.647	0.572	3.6

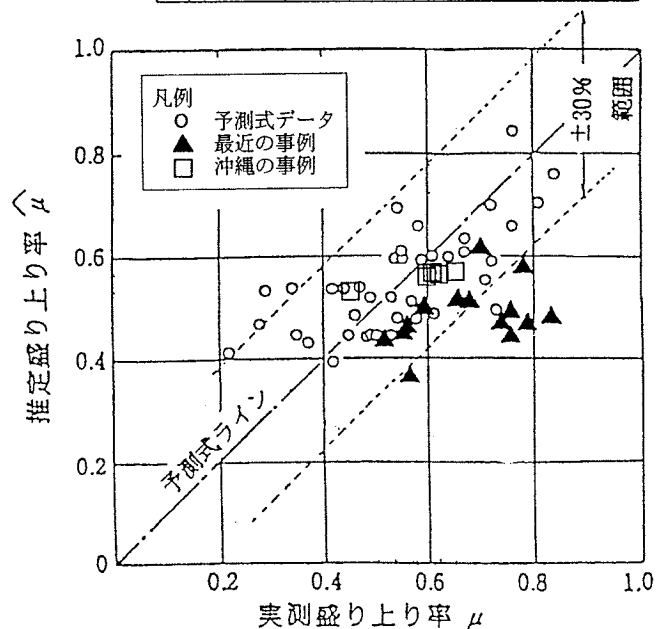


図-1 実測と予測（推定）盛上り率

3. 施工条件を考慮した盛り上り形状の予測

福手他¹⁾は、右図のような施工条件を考慮した隆起地盤モデルを施工1ブロックごとに考え、これらを重ね合わせて、全体の隆起地盤を計算する方法を提案している。

この隆起地盤モデルは、SCPによる隆起地盤の形状が、砂杭の打設していく方向に大きく影響され、未改良域へ粘性土を押しやる形で発生する³⁾ことに基づいて作られたもので、関西国際空港や舞鶴港などでその妥当性が検証されてきている。

この方法を用いて、表-1①の現場に適用し、そのコンターを描いて、実測コンターと比較した結果を図-3に示す。また、A-A断面における実測と予測の比較断面図を図-4に示す。

これらによると実測と予測のよい一致がみられる。

4. まとめ

沖縄の港湾でのSCP改良工事によって生ずる海底隆起地盤の盛り上り率および形状についての実測と予測との比較を行った。その結果、沖縄の沖積粘性土地盤の盛り上りについても、従来の予測式では説明できることがわかった。(as=80%, 杭長16.5mで $\mu=0.6$ 程度)

また施工条件を考慮した盛り上り形状の予測手法によるとより詳細な形状予測も可能である。

参考文献

- 1) 福手ほか：サンドコンパクションパイルの大規模な打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第33回土質工学シンポジウム，1988.
- 2) 塩見・河本：SCP打設に伴う盛り上がり土の予測，第21回土質工学会研究発表会，昭和61年6月
- 3) 平尾・松尾：締固め砂杭の打設に伴う海底隆起地盤の活用に関する研究，土木学会論文集，第36号，1985.12

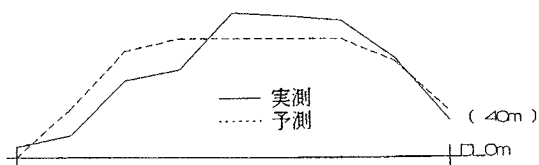


図-4 A-A断面における実測と予測

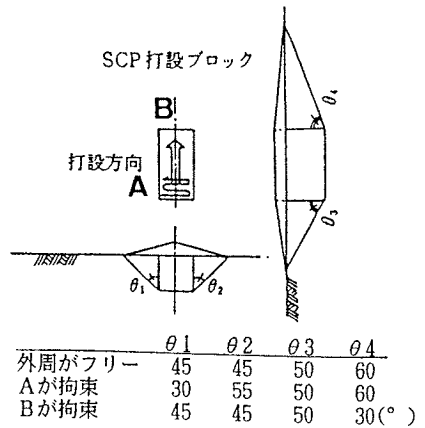
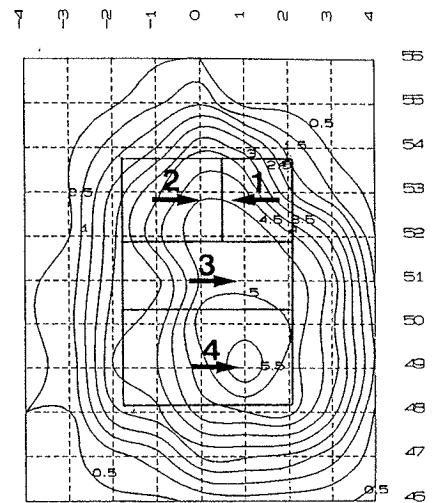
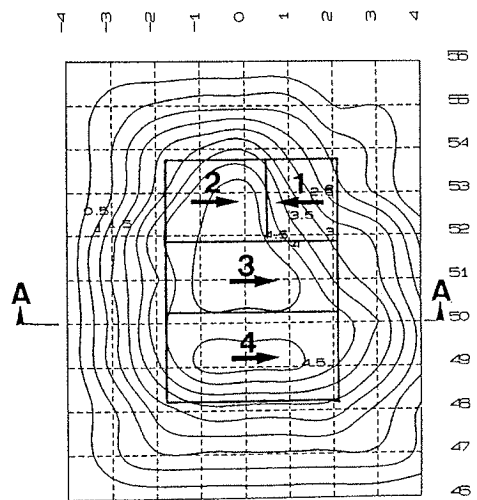


図-2 隆起地盤モデル



(a) 実測値



(b) 予測値

図-3 盛り上りコンター図
(矢印は打設方向，太数字は打設順序)

10 ベントナイトによる遮水工法について

岡三興業株式会社 丸山 健吉
○喜納 源太

1. はじめに

ベントナイト (Bentonite) の名称は、アメリカのワイオミング州に分布するベントン層と呼ばれる古い地層中にある粘土に命名されたものである。ベントナイトは、火山が噴火した時に海底などで堆積した火山灰や凝灰岩などの岩石が変質してモンモリロナイト (Montmorillonite) という鉱物になったものを主要構成物とした粘土鉱物である。ここでは、ベントナイト系遮水シートの現場使用例について報告、紹介する。

2. 使用材料

1) ベントナイト系遮水シートとは

本材料 (図-1) は、現在、確認されているベントナイトでは、世界最高の品質とされているワイオミング産ナトリウムベントナイトを使用している。また、上層材としてポリプロピレン製布地を、下層材としてポリエステル製布地を使用し、その間に、天然ナトリウム系ベントナイトをはさんで特別に製造した、柔軟性に富んだカーペット状の漏水防止ライナーになり、透水係数は水圧1 Kg/ m²において3日以降: 2.3×10^{-10} cm/s である。

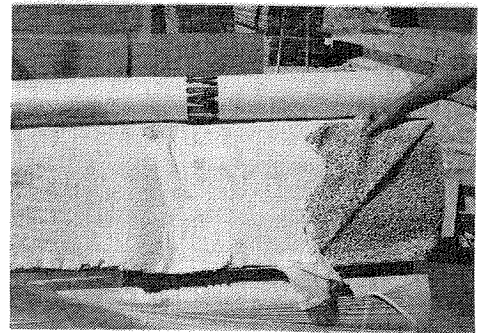


図-1 ベントナイト系遮水シートの内部状態

2) 材料の性質

本材料に使用している天然ナトリウム系ベントナイトは、水の存在下で膨潤して元の容積の10~15倍 (容積比) に膨張する機能を持っている。また、覆土や裏込めなどで荷重を受けた場合には、水利による膨張量が2~3倍程度に制限されるために、さらに膨張しようとする作用により、緻密でしかも丈夫な不透水性の防水層を形成できる。また、図-2は、薄片状のモンモリロナイト粒子が平行に積み重なって、透水性の極めて小さな膜を形成している図となります。

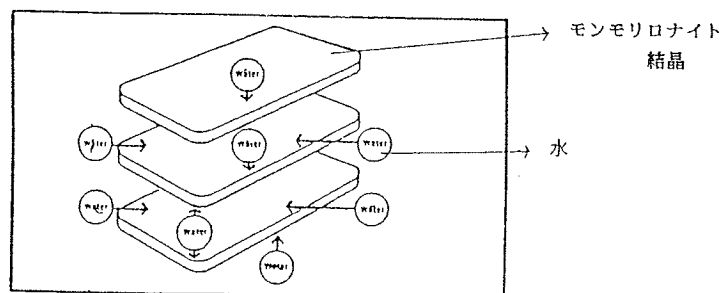


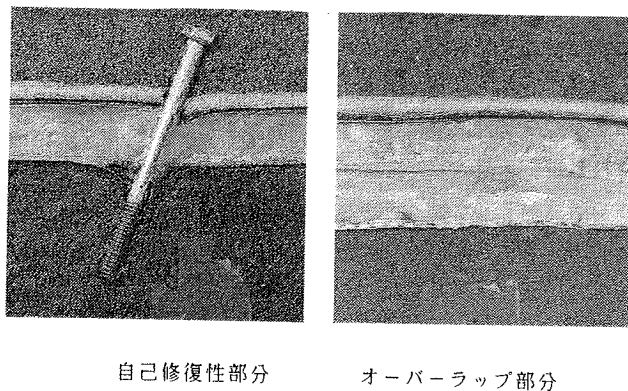
図-2 モンモリロナイト粒子の膨張作用状態

3. ベントナイト系遮水シートの適用事例

- | | | |
|-----------------|----------|--------------|
| ・人口池 | ・土成ダム | ・コンクリート、スラブ下 |
| ・都市部でのゴミ埋立地や被覆地 | ・産業用貯槽 | ・コンクリート、デッキ上 |
| ・廃液の溜め池 | ・地下室の外壁 | ・その他 |
| ・タンク集合地域での汚染防止堤 | ・トンネルの外壁 | |

以上の適用事例などがあり、図-3 のようなベントナイト系遮水シートの特長を生かした設計になっている。

図-3



4. 結果及び考察

今回、造成工事にベントナイト系遮水シートを使用してわかった事ことは、つなぎ目をオーバーラップさせるだけでシールし、小さな裂けめや穴は、自己修復性により治癒した。また、半永久的で確実な防水層を形成できた。しかし施工時の注意点としては、雨降りには施工が不可能であり、傾斜面上の施工では、勾配の制限を受けるなどがわかった。このベントナイト系遮水シートの今後の課題としては、沖縄の赤土などとの適合性を調べて行く必要がある。

6. あとがき

今回、紹介したベントナイト系遮水シートは、海外で廃棄物処分場や、基礎構造物などの止水用にご利用されており、日本でも、鑑賞池・ダム低盤部・外壁防水工事の漏水防止などで実績を伸ばしてきている。今後、産業廃棄物処理場などで、新しい土木の遮水シートとして利用の拡大が期待できると思われる。

11 沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与 —崩壊と強度特性—

琉球大学農学部 宜保 清一 翁長 謙良
周 亜明 ○辛島 光彦

利根コンクリート(株) 佐々木 慶三
(有)清光研究所 吉沢 光三
岡三興業(株) 丸山 健吉

1. はじめに

沖縄北部の赤土地帯において赤土砂流出の発生源の一つに崩壊がある。崩壊は地山を構成する地盤の地質や土質性状、地下水等の水理条件、降雨等の気象条件等の要素に影響される。この地域の切土法面崩壊は地質的な弱面を潜在すべり面としており、弱面では強度が残留強度近くまで低下している。残留強度は崩壊のメカニズム解明や安定度評価を行う上で重要であり、リングせん断試験で求められる(農地地すべり防止対策 1989; 宜保 1987)。本研究では、定体積・定圧力兼用リングせん断試験装置(宜保・他 1992)を用いて崩壊土の強度を測定し、崩壊の土質的背景の解明に役立てた。

2. 崩壊の特徴

沖縄北部の赤土地帯の名護市多野岳(道路建設)、名護市真喜屋(農地開発地区)、宜野座村前山(園地整備地区)、東村上新川(道路建設)で発生した崩壊について特徴的なことをまとめると、以下のようになる。①赤土地帯の切土法面は崩壊に対して比較的安定しているが、構成地盤の地質・土質条件如何によっては降雨に伴い崩壊する。②風化土・岩層の流れ盤性の崩壊は層理面や割れ目のような地質的弱面が潜在すべり面となっており、法面長50m、幅60m、最大深度7mの大規模なものから、法面長15m、幅12m、最大深度3m程度の小規模なものまでである。③風化土層の崩壊は法面長10m以下、幅15m以下、深度1.0~1.5mの小規模のものが多く、ほとんどの場合シルト層内ですべている。④崩壊後のすべり面は線的なものと薄層土状態(正規圧密状態)になっているものがある。⑤崩壊は頭部の亀裂からの雨水侵入によって誘発されている。これは排土に伴う応力解放によって亀裂が生じ、地質的弱面に雨水が浸透しやすくなるためである。⑥崩壊の平均的すべり面勾配は30~35°の範囲にあり、地質的弱線と土質強度によって規制されている。

3. 強度特性

(1) 定体積せん断による強度測定

上記崩壊のすべり面採取試料について残留強度と正規圧密強度の測定試験を行った。定体積せん断試験はダイレイタンスー変化を垂直応力の増減に変換して体積を一定に保つせん断である。せん断中に供試体から水の出入りがないので、間隙水圧がゼロであり、急速せん断(1 mm/min)によって排水強度相当強度が得られる。残留強度測定では、まず所定の垂直応力の中の最大応力の下で供試体を圧密した。そして大変位の定圧せん断試験を行って粒子配向面(残留せん断面)を形成させ、定体積せん断に移行した。以後、同一供試体について順次垂直応力を下げせん断する多段載荷方式によって定体積せん断を繰り返した。正規圧密強度は正規圧密された供試体の初生破壊強度であるので、最大垂直応力に対する強度は大変位の定圧せん断試験の直前に行うよう一連の試験の中に組み入れた。

(2) 測定結果

図に定体積せん断試験による残留強度の測定結果を示した。所定の垂直応力を始点としたそれぞれの応力経路は増加曲線を描き、最終的には一つの残留強度線上(最小強度)に収れんした。応力経路の過圧密的挙動は、同一残留せん断面について垂直応力を段階的に下げ継続的に試験されたことに因るもので、垂直応力が小さいほど過圧密的傾向が顕著である。また、一段階載荷方式(一垂直応力に対して一供試体を使用)に

基づく正規圧密強度の場合は、当然のことながら、応力経路は正規圧密的挙動を示した。強度は最大強度線で与えられ、最小強度線で与えられる残留強度と対称性をなす。残留強度も一種の正規圧密強度であり、双方の強度線は原点を通るように直線近似した。

多野岳試料では残留強度が $c_r = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 16.5^\circ$ 、正規圧密強度が $c_c = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_c = 36^\circ$ となった。真喜屋の場合はそれぞれ $c_r = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 28.5^\circ$ 、 $c_c = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_c = 35^\circ$ となり、前山では $c_r = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 31^\circ$ 、 $c_c = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_c = 35^\circ$ が得られた。

4. 検討

崩壊土の残留強度は $c_r = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 16.5^\circ \sim 31^\circ$ 、正規圧密強度は $c_c = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_c = 30^\circ \sim 36^\circ$ を示した。崩壊事例が示したすべり面勾配 $30 \sim 35^\circ$ は、すべり面で動員された平均強度と弱面の走向傾斜によって規制されたもので、切土法面計画に当たって崩壊防止のための重要な数値である。すべり面の平均強度は、弱面強度（残留強度）と非弱面部の強度（ピーク強度）の合成強度で、すべり面における弱面の面積比によって変化する。

謝辞 多野岳試料は㈱協和建設コンサルタントの仲村起三郎氏に提供して頂いた。本研究の一部について文部省科学研究費（一般(A)・02402050翁長）と（財）河川環境管理財団の整備基金の助成を受けたことを付記する。

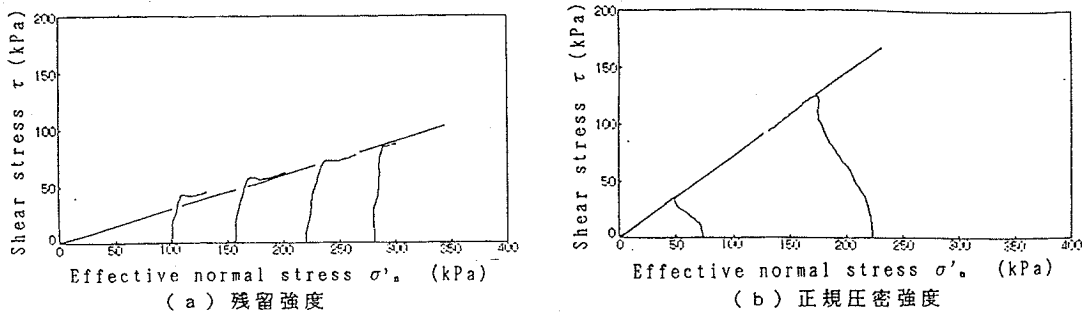


図-1 多野岳試料の定体積リングせん断試験結果

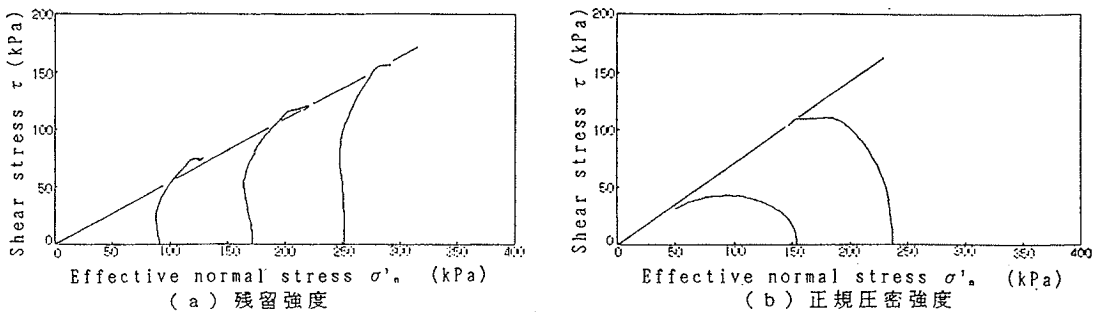


図-2 真喜屋試料の定体積リングせん断試験結果

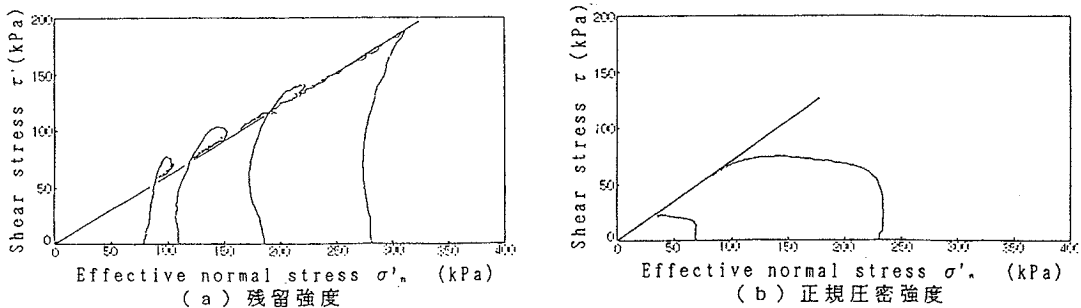


図-3 前山試料の定体積リングせん断試験結果

12 沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与 —崩壊土の合成強度—

琉球大学農学部 宜保 清一 ○周 亜明
辛島 光彦

1. はじめに

節理や層理等の地質的弱面を素因とする崩壊の発生メカニズムを解明する上で、すべり面に動員される平均強度と地質弱面の走向等について検討することは重要である。しかし、すべり面は大きく弱面部と非弱面部からなり、両者では強度差が大きいばかりでなく、すべり面における弱面の占有状況も種々あるので、一般に崩壊解析は難しい。本研究は崩壊に対する弱面の寄与を実験的に検証し、崩壊強度を明確にしようとするものである。

2. 背景と合成強度の概念

沖縄県北部の赤土地帯で発生した東村上新川の崩壊は、地質的弱面を潜在すべり面とし、非弱面部が初生的にせん断破壊したすべり面である。弱面では強度が残留強度近くまで低下しており、非弱面部ではピーク強度が動員された。したがって、すべり面の平均強度は残留強度とピーク強度、すべり面における弱面の占有率の関数となる。

地すべり解析に導入したすべり面の平均強度(合成強度)の考え方(宜保 1984; 農水省構造改善局 1989)を崩壊解析に応用し、すべり面における弱面の占有率を残留係数 R とみなせば、すべり面の平均強度 $\bar{\tau}$ は弱面の残留強度 τ_r とピーク強度 τ_i の合成強度で与えられる。すなわち

$$\bar{\tau} = R \tau_r + (1 - R) \tau_i$$

次の残留強度とピーク強度を上式に代入し、整理すれば、

$$\tau_i = c_i + \sigma'_n \cdot \tan \phi_i$$

$$\tau_r = c_r + \sigma'_n \cdot \tan \phi_r$$

合成強度のパラメータ c 、 ϕ の算定式が得られる。

$$\bar{c} = R \cdot c_r + (1 - R) c_i$$

$$\bar{\phi} = R \cdot \tan \phi_r + (1 - R) \tan \phi_i$$

予想すべり面における弱面の占有率が推定され、残留及びピーク強度の実験強度パラメータが得られれば、上式により合成強度が算出できる。

3. 合成強度の実験的検証

崩壊時において、弱面では残留強度が、非弱面部ではピーク強度が動員され、弱面の占有率に対応させて残留係数が $R=0, 0.65, 0.85, 0.95, 1$ とする。 $R=0$ は弱面のない状態、 $R=1$ は予想すべり面の全域が弱面で占められている状態である。試料として、上新川崩壊で採取した不攪乱試料と、同試料を一旦スラリー状にし作成した過圧密供試体(先行圧密応力 400 kPa)を使用した。実験は、定体積・定圧兼用リングせん断装置(宜保・他 1992)を使用し、垂直応力 $\sigma'_n=50, 100, 200 \text{ kPa}$ の下で定圧せん断試験を行った。まず、 $R=0$ の条件下の最大強度がピーク強度として、 $R=1$ の条件下の最小強度が残留強度として得られた。 $R=0.65$ の場合は、せん断面における残留せん断面と未破壊塊片との面積比が $0.65:0.35$ の合成供試体について合成強度が測定された。

測定結果は図-1に示す通りである。不攪乱供試体の実験強度パラメータはピーク強度で $c_i=12.0 \text{ kPa}$ 、 $\phi_i=28.5^\circ$ 、残留強度で $c_r=0 \text{ kPa}$ 、 $\phi_r=27.3^\circ$ となり、過圧密供試体は $c_i=12.25 \text{ kPa}$ 、 $\phi_i=28.0^\circ$ 、 $c_r=0 \text{ kPa}$ 、 $\phi_r=27.0^\circ$ となった。 $R=0.65, 0.85, 0.95$ については図-2、3のような結果が得られた。各強度線は合成強度算定式に残留及びピーク強度の実験強度パラメータを代入し算出された強度パラメータ c 、 ϕ を R 毎に整理したものであり、比較のために図上に測定結果もプロットした。

4. 検 討

崩壊土は、一般に、ピーク強度から残留強度への強度低下が小さい。上新川の場合は粘着力の差が 12.0 kPa 、せん断抵抗角の差が 1.5° と、特に小さい。これは、上新川土がシルト質の風化土であるためにピーク強度が大きくないことと、配向性の地すべり土と異なり、土粒子の配向がほとんどないために残留強度が大き

いことに因るものである。しかし、安全率が1に近い極限状態ではわずかな強度低下が破壊に結びつくものである。不攪乱供試体と作成過圧密供試体とは、残留強度の一致は当然のことながら、ピーク強度もかなり近い関係にあり、先行圧密荷重の選択は適切であった。一般に、不攪乱試料は不均質であるためにこの種の検証試験では作成供試体が用いられる。合成強度の検証図において測定結果が計算強度線の上方側に位置しているが、これは合成供試体における残留面領域が作成・再圧密過程でわずかながら粗・密になり、計算で使用された本来の残留強度 $\phi_r=27.0^\circ$ を上回る強度がせん断中に動員されたためである。しかし、全体的には不攪乱と過圧密の双方の供試体において合成強度の検証結果がよいと言える。合成強度の考え方は赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与及び土質的背景の解明に有益である。

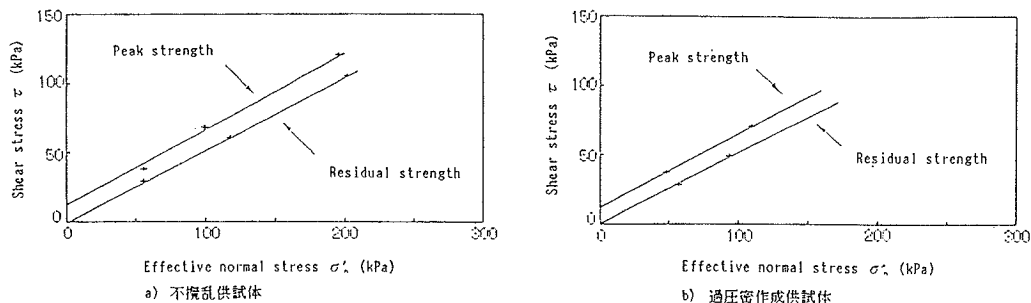


図-1 上新川崩壊土のピーク強度と残留強度

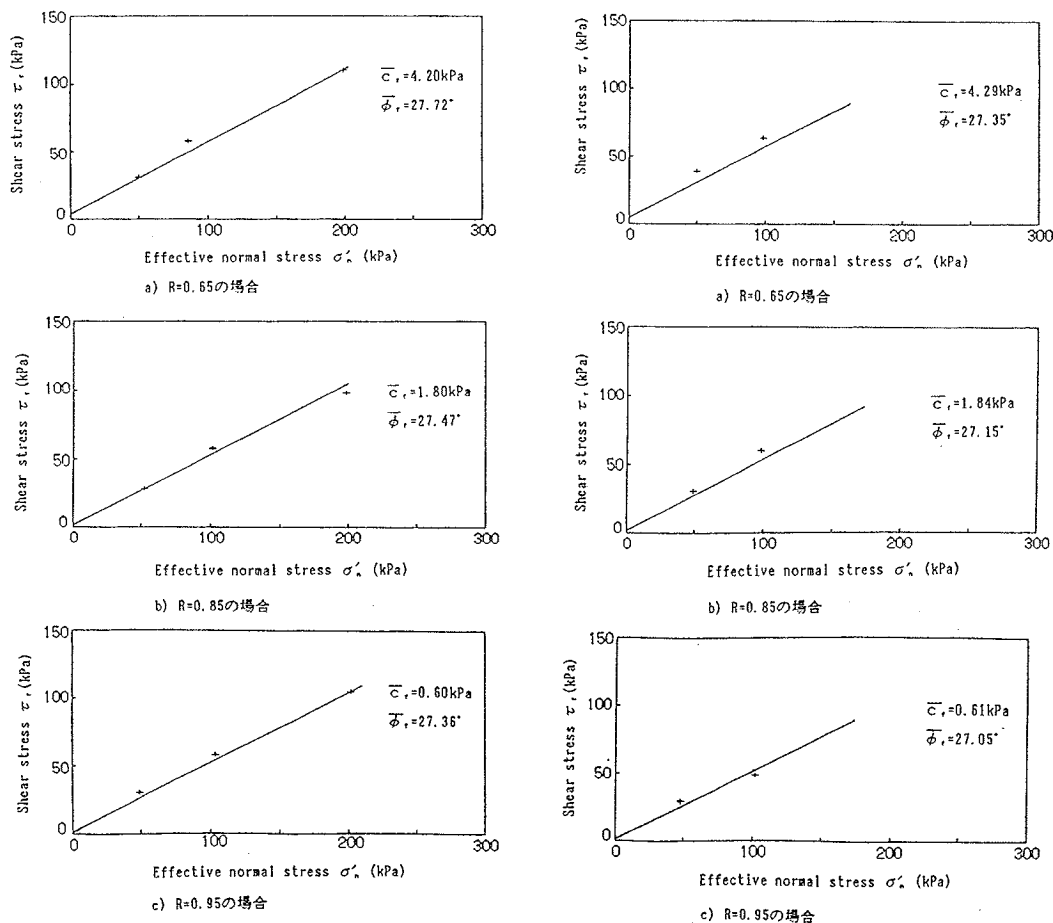


図-2 不攪乱供試体の合成強度（計算強度線と実験値）

図-3 過圧密作成供試体の合成強度（計算強度線と実験値）

4. 実験方法

4. 1 採取した供試土は予め10mm以上の粗レキを除去する。
最適含水比 $W_{opt}21.2\pm1\%$ に調整して実験の期間中含水比が変化しない様に密封保管する。
4. 2 所定量の固化材(0%、1%、2%、3%、5%)を試料土に散布し小型耕耘機で10分間混合攪拌する。
4. 3 混合土は3層に分けて充填する。締め固めはプレートランマーおよびローラを用いて、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}1.632g/cm^3$ の95%以上になる様十分に行う。
4. 4 固化材添加から混合土充填そして散水開始までの所要時間は2時間とする。
4. 5 締め固めた供試体を台座に設置し、100mm/hの水量を人工降雨設備より2時間散水を行う。
4. 6 降雨エネルギーによる表面の侵食、崩壊の経時変化の観察および受水槽の濁度、流出土量、pH等を測定する。

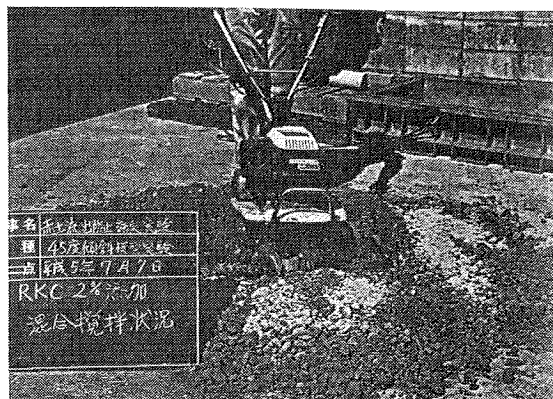


写真-1 混合攪拌状況



写真-2 締め固め状況

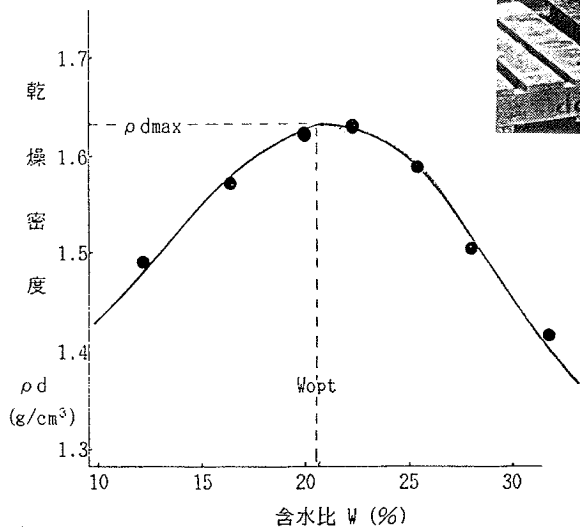


図-2 締め固め曲線

5. 実験結果及びまとめ

実験結果の流出土量および濁度を表-2、散水経時毎の濁度を表-3、一軸圧縮強さ試験を表-4に示す。

表-2 流出土量および濁度

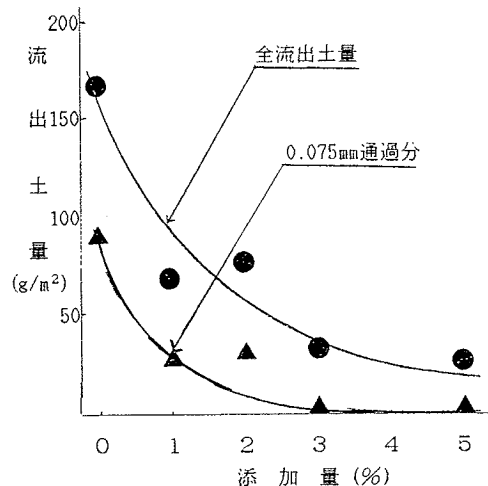
項 目		固 化 材 添 加 量 (%)				
		無 添 加	1	2	3	5
受 水 量 (ℓ/2h)		247	240	253	245	230
流出土量 (g/m ²)	0.075mm残	77.177	41.800	46.881	32.536	25.449
	0.075mm通過	92.923	29.800	32.835	1.372	1.460
	合 計	170.100	71.600	79.716	33.908	26.909
濁 度 (ppm)		866.5	46.1	54.2	14.2	13.1
受 水 の pH		6.3	7.4	6.9	7.8	7.9

(注-1) 原水のpH=7.3 濁度=0.5

(注-2) RKC添加から混合土充填そして散水開始までの所要時間は2時間とする

表-3 散水経時毎の濁度 単位: ppm

時間 (分)	固 化 材 添 加 量 (%)				
	無添加	1	2	3	5
5	340	164	353		
15	204	72	288	195	99
30	297	33	230	71	56
45	662	30	184	28	50
60	576	35	54	36	24
75	1114				
90	1190	20	42	12	13
100	1642				
120	1724	44	42	11	12



5. 1 添加量と流出土量の関係

図-3は添加量と流出土量の関係を示したものの

で無添加170g/m²に対し1%,2%は約半分3%,5%は約3

0g/m²と約18%と添加量が増すと減少傾向を示した。ただし、1%と2%では差異が出ていない。

そのことは充填締め固めにおける表面仕上がり状態のパラツキの影響によるものと思われる。

流出土の粒径は、無添加の場合は河川や海域汚染の主原因といわれる0.075mm以下の微粒分が多い。

固化材添加の場合は無添加に比べ少ない、つまり土粒子の団粒化による濁水沈降促進に有効である。

図-3 添加量と流出土量の関係

5. 2 添加量と濁度の関係

図-4は添加量と濁度の関係を示したもので無添加は時間経過とともにガリの成長により急激に増加する傾向が見られる。

3%添加は散水初期15分までは若干の濁度はあるが以降減少傾向にある。

そのことは、固化材の特性として時間経過とともに固化強度が増進する為である。

5. 3 受水のpH

pHは無添加で6.3と弱酸性で固化材添加は弱アルカリ値(6.9~7.9)を示した。

表-4 一軸圧縮強さ試験

項 目	固 化 材 添 加 量 (%)				
	無 添 加	1	2	3	5
湿 潤 密 度 (kg/m ³)	1.958	1.967	1.972	2.000	1.958
一 軸 圧 縮 (1時間後)	1.12	1.33	1.59	2.06	2.43
試験 (kgf/cm ²) (24時間後)	1.12	1.86	2.79	5.30	6.78

5. 4 一軸圧縮強さ室内配合試験

- (1) 最適含水比±1%以内、粒度10mm以下に調製した試料土に、乾燥土に対する重量比で固化材を0%, 1%, 2%, 3%, 5%と変化させて添加した。
- (2) 混合土をJIS A 1202 に準じて内径10cmモールド、質量2.5kgランマーを用いて落下高さ30cm、3層に分けてモールドに詰め1層当たり25回で充填した。
- (3) 養生は1時間については気中養生で、24時間についてはラップで密封し湿気箱にて行った。

表-4に示す実験結果から1時間養生については無添加1.12kgf/cm²に対し5%は2.43kgf/cm²と約2倍の強度の伸びを示した。

24時間養生は6.78kgf/cm²と約6倍の伸びがあった。

5. 5 植栽実験

(1) 実験概要

種子吹付け工とアスファルト乳剤吹付け工による法面保護を工事現場で使用する施工機械を用いて実験装置に吹付けた。

吹付けは1層目種子吹付け(養生材入り)、2層目のアスファルト乳剤吹付けの2工程で行った。

(2) 観察結果

無添加は播種10日目ごろから発芽が確認されたが5%添加は確認されなかった。

無添加は実験箱の淵全体に3~5mm程度の乾燥収縮による隙間が生じたさらに中央部においても幅3~5mm長さ40cmのクラックが生じた。

5%添加には変化は生じなかった、そのことから固化材を添加した場合は温度変化や乾湿繰返しに対する風化抵抗性が強いと言える。

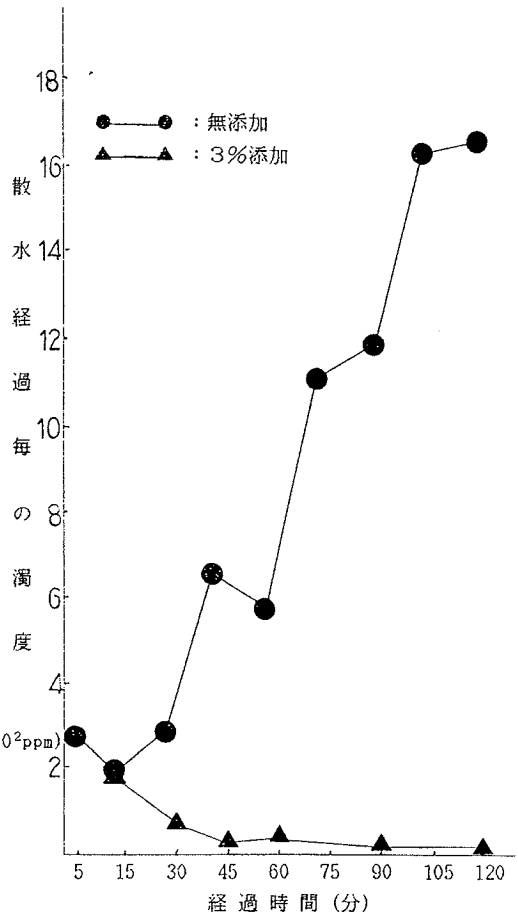


図-4 散水経過時間と濁度の関係

6. あとがき

本実験は琉球大学環境建設工学科の研究室でのセメント系固化材を使用した赤土防止実験の為の基礎研究の成果を踏まえ、上原方成、原久雄両先生の指導で工事現場でのセメント系固化材盛土法面施工の前段応用実験として行ったものである。

実験結果及びまとめで考察したように赤土流出防止で固化材添加は無添加に比べ大きな効果があることが明らかになった。今後の課題としては、締固めと密度の低い工事現場で、時間を掛けて侵食の状態、風化の進行を明らかにしていく必要がある。

14 国頭まあじ土における浅層土中温度の年間変動について

琉球大学工学部土木工学科 〇前 武 當 聡
 上 原 方 成
 原 久 夫

1. まえがき

沖縄諸島には、赤褐色の国頭まあじと呼ばれるラテライト様風化残積土や洪積世礫層土がかなり分布している。受食性が高いと言われている国頭まあじは、開発工事に伴う土地造成等が行われると、ほとんどの場合、切土・盛土の人工斜面が出来る¹⁾²⁾。それらを裸地のままにしておくと温度や降雨等の影響を受け劣化(風化)が進行する。その進行は沖縄諸島が亜熱帯地域に位置することもありかなり速い³⁾。そのため、気象の変化により国頭まあじ土は、斜面などに侵食が起こり“赤土”として河川や海域へ流出し“河海域汚染”と言う問題を引き起こしている。

そこで、本報文では、物理的風化の要因の1つとして挙げられる土中(地中)温度の変動を連続的に1年間測定し、安定処理土における温度変化の状況を把握し、土層劣化について検討することにした。

2. 地中温度の測定方法

東村で採取された国頭まあじ土(以下東土)を、琉球大学工学部ビル近くに3点掘った穴に入れ突き固めてつくった。それぞれの供試体の混和材混合比は0%, 3%, 5%に調整した。混和材の混合比0%, 3%, 5%とは試料土の乾燥質量の0%, 3%, 5%の混和材を混合したものである。混和材はセメント系固化材であり、同材の混入ならびに混合比によって温度変化に差があるかどうかを調べるのが目的である。

突き固めには質量10kgのおもりを用い高さ30cmの所から落下させ、1層当たりの落下回数を113回とし、10層に分けて突き固めた。この時の含水比は本研究室がJIS A 1202に準じて行った締固め試験より得られた値 $W_{opt} = 16.8\%$ とし、締固めエネルギーはこの時の試験で用いた値 $E = 5.63 \times 10^4 (kgf \cdot m/m^3)$ とした²⁾。東土と測定場所周辺の土性が異なるため、周りの影響を受けないように東土はポリバケツに入れた(図-1, 図-2参照)。

温度測定は先の野外実測の結果¹⁾に基づき、地表温度の影響深度として5cm, 15cmの24時間地中温度と地表面より深さ1cm程度の所に水銀温度計の感温部を埋め込んで行った。ただし、地表面の温度は朝10時, 昼2時, 夕方6時の1日3回の測定とした。なお、測定期間は1992年8月下旬から1993年8月末までの1年間とした。

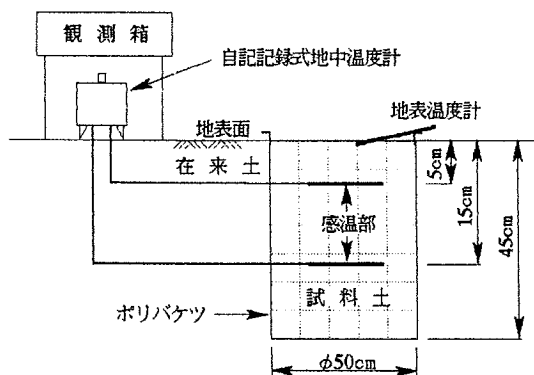


図-1 地中温度計設置状況

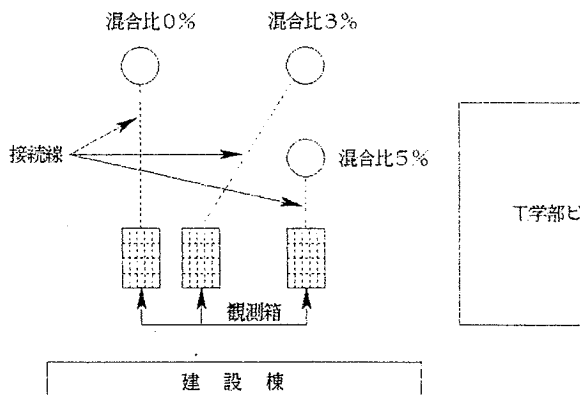


図-2 測定場所状況図

3. 結果及び考察

3-1. 試料土の物理的性質

温度測定に用いた東土は、日本統一土質分類上砂質土(SF)，比重2.71，液性限界(L.L)29.4%，塑性限界(P.L)20.9%，塑性指数(P.I)8.5%等の性質を有する。

3-2. 地中温度の変動

ここで掲載する図は全て混和材混合比3%のものを用いる。日平均地中温度とは1日の温度変動の相加平均のことである。

図-3は年間の日平均地中温度変動の推移を示したものである。この図より深度5cmの日平均地中温度(以下 T_5)の方が深度15cmの日平均地中温度(以下 T_{15})より若干高い温度で変動しているが、 T_5 や T_{15} とも同様な変動で推移している。図-4に年間の T_5 と T_{15} との温度差($T_5 - T_{15}$)を示す。この図より両者の差は3月14日の温度差(4.9度)を除けば、絶対値で2度以内の差となっている。以上のことから T_5 と T_{15} とはあまり地中温度の変動に差がないと言える。

図-5は7月、1月の日平均地中温度の変動を示したものである。ここでは夏場と冬場での温度の変動が顕著なものをとりあげた。その変動幅は7月の深度5cmで5.6度、15cmで4.5度、1月の深度5cmで9.4度、15cmで8.4度となっている。

図-6に7月と1月のそれぞれの温度差($T_5 - T_{15}$)を示す。この図から全体的に T_5 の方が T_{15} よりも温度が高いことが分かる。

図-7は夏場と冬場の1日の地中温度の変動を例示したものである。この図より日差しの強い10時から16時までの深度5cmと15cmとの温度差が目立つ。

図-8に1日の深度5cmと15cmとの差($T_5 - T_{15}$)を例示する。その温度差は7月14日で7.3度、1月9日で3.8度となっておりかなり大きい差となっている。この温度差や図-7の変動を見ても分かるように、日中の温度の高い7月(夏場)の方が地中温度の変動は激しいと言える。

以上のことから、深度5cmと15cmの変動の推移が似ているのは、地表温度や日射量の変化の影響が深度15cmまでおよび、温度変化および乾湿に伴う体積の収縮膨張、したがって密度の変動が起こっており、年間および経年による影響をかなり受けるものと考えられる。特に深度5cmから15cmの間で、さらに温度の変動が激しい夏場に劣化(風化)がはやく進行していくものと考えられる。

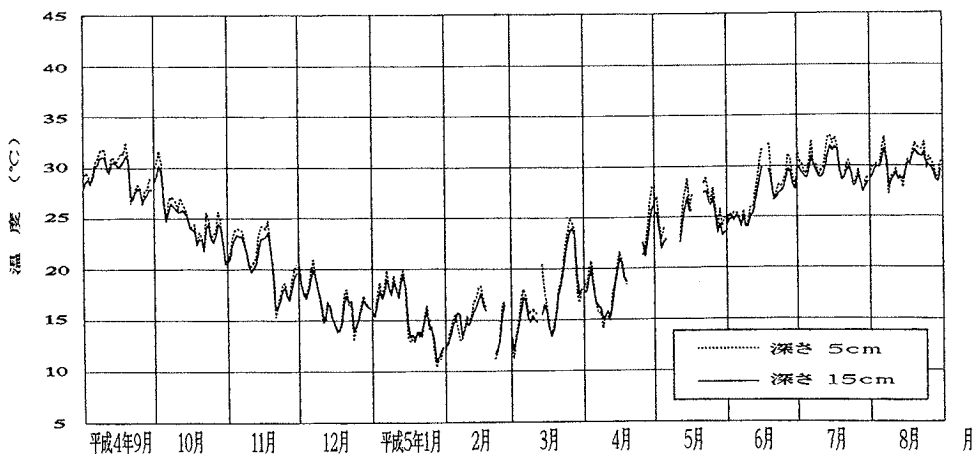


図-3 年間日平均地中温度

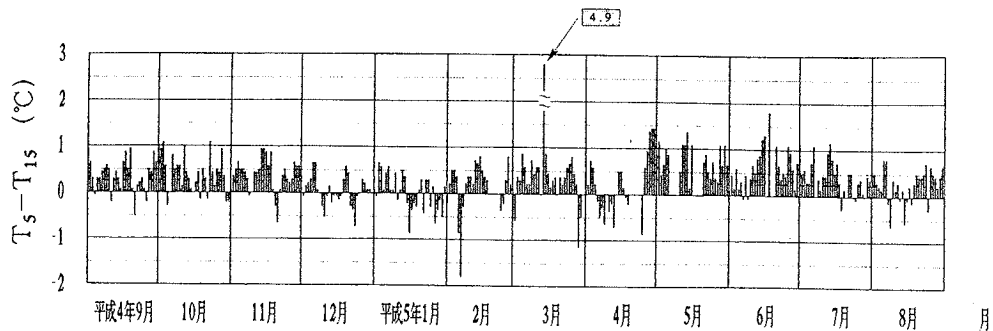


図-4 年間の深度5cmと15cmとの温度差

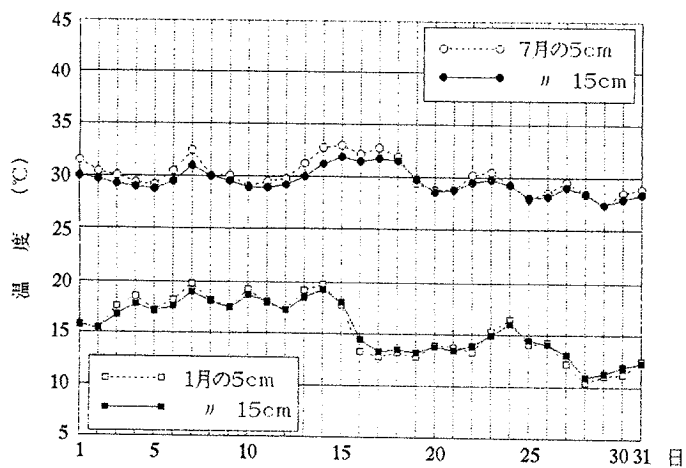


図-5 7月及び1月の日平均地中温度

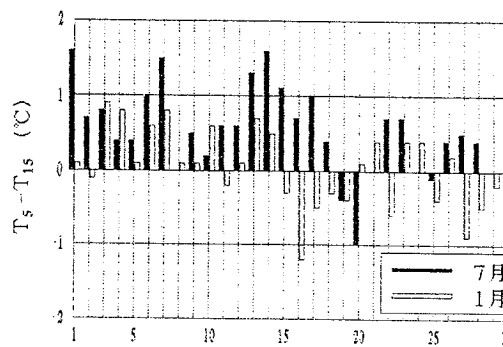


図-6 深度5cmと15cmとの温度

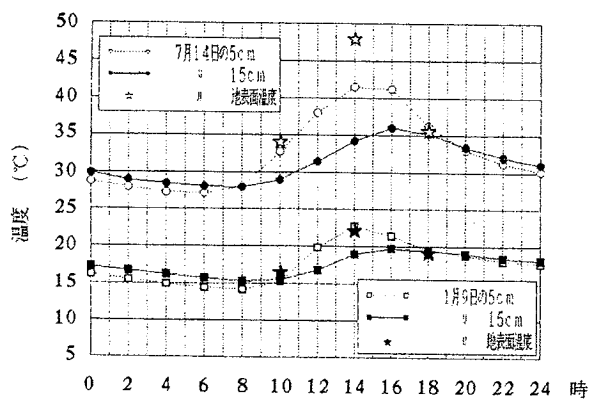


図-7 1日の地中温度変動

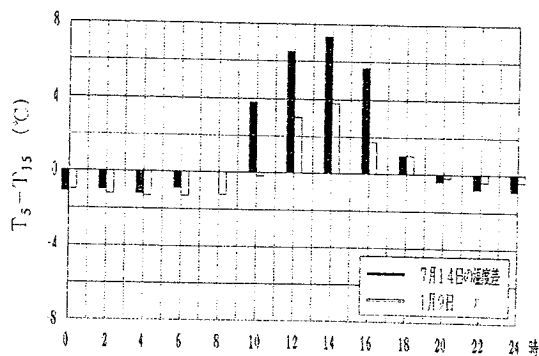


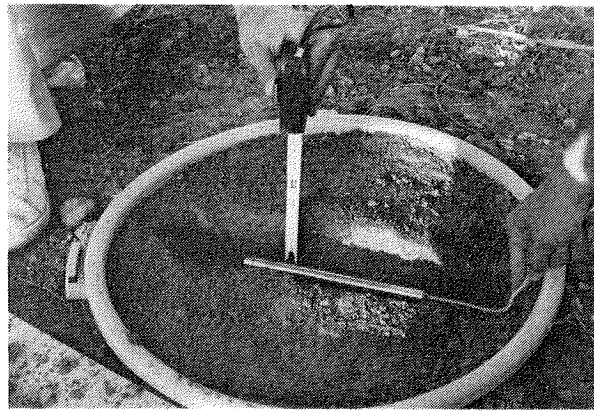
図-8 深度5cmと15cmとの温度差

4. 結論

- 1) 深度5cmの方が15cmに比べて、地中温度が高くなる場合が多い。
- 2) 深度5cmと15cmとでは、地中温度の変動の推移にあまり差がみられない。
- 3) 温度の上昇は土体を膨張させ下降は収縮させるので、年間を通してみると深度5cm・15cmとも激しいので、土体は劣化(風化)が起こりやすいものと思われる。
- 4) 今回の結果(混合比0%)は、野外自然斜面土中(無処理土)の観測結果とほぼ整合性を得た。

5. 参考文献

- 1) 座喜味 学, 新垣 政弥, 照屋 学, 上原 方成 ; 浅層土中温度の変化と表層土の劣化に関する基礎的研究 第四回 沖縄土質工学会研究発表会 講演概要集, 1991
- 2) 川上 呂二, 上原 方成, 原 久夫, 他2名 ; 国頭まあじ土における浅層土中温度の変動について 第五回 沖縄土質工学会研究発表会 講演概要集, 1992
- 3) 上原 方成, 原 久夫, 座喜味 学 ; 浅層土中温度の変動と法面の劣化崩壊について 土木学会第47回年次学術講演会, 1992



2972 8

写真-1 地中温度感温部設置状況



2972 10

写真-2 締固め状況

15 羽地ダムロック材料曝露試験結果について

北部ダム事務所 ○安次嶺 正春、棚橋 通雄、友利 昌俊、安仁屋 勉

1. はじめに

ロックフィルダムのロック材料には、せん断強度を有し、かつ、安定性・耐久性に優れた材質が要求されるが、近年、良質の材料を大量に採取できないケースが増してきた。

今回報告する試験材料は、中生代の名護累層に属する綠色片岩である。当材料は、比重・吸水率、締め固め・強度特性の面では良好であるが、安定性・耐久性に劣る材料であり、使用に当たっては、種々の検討を要することを示している。このような背景から、図-1に示す一連の試験・検討を行い、材料の適否を判断するものとしたが、今回は、その内の曝露試験結果について報告する。

表-1 材料の基本性状

項目	試験結果	ロック材料としての評価
比 重(γ)	2.80 ~ 2.95	非常に重い ○
吸 水 率(γ)	1.5 %以下	極めて小さい ○
安 定 性(γ)	55 ~ 83	安定性に欠ける(コンクリート12%) ×
耐 久 性(γ)	32 ~ 47	やや欠ける(コンクリート40%以下) △
突固め試験率(γ)	20 ~ 29	大きい ×
締め固め特性	$e = 0.35$ で2.1tf/m ²	良く締まる ○
透水係数(cm/sec)	$1.0 \times 10^{-6} \sim 10^{-7}$	問題ない(突固めでは $\times 10^{-3}$) ○
内部摩擦角	$\phi = 39 \sim 40^\circ$	問題ない ○

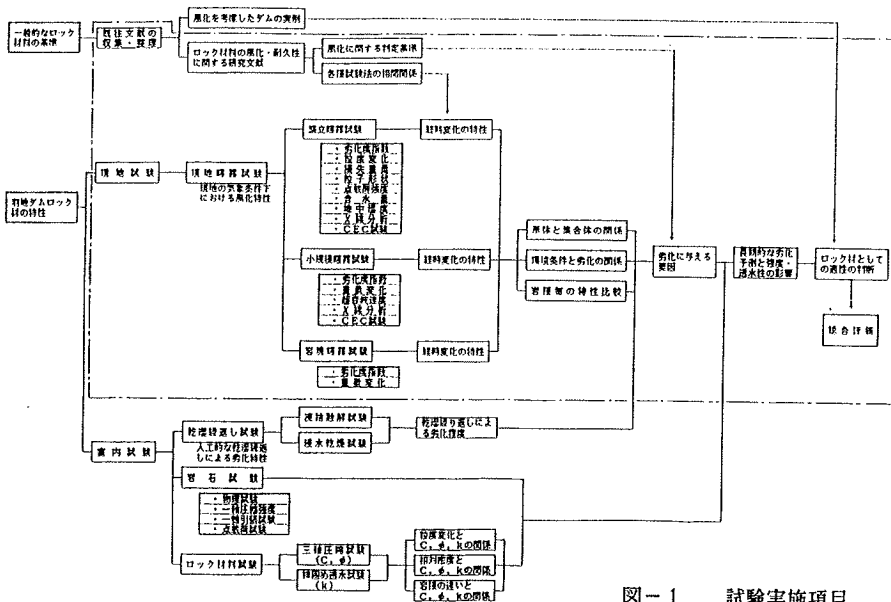


図-1 試験実施項目

2. 試験の概要

自然環境下における、風化・劣化特性を把握する目的で、次の曝露試験を昭和57年度から実施している。

(1) 盛立曝露試験

設計値に近似して約 300m³の材料を盛立てて、観察、粒度試験、点載荷圧裂強度試験、X線回折、温度測定及び岩石の含水量を測定する。

(2) 小規模曝露試験

調整粒子を曝露し、観察、重量測定を行うと共に、整形試料の超音波伝播速度の測定を行う。

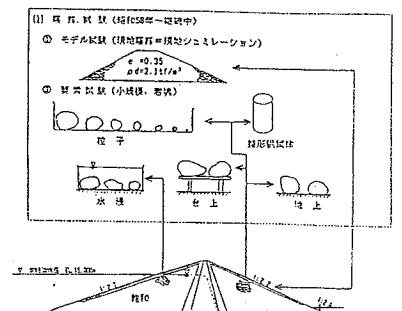


図-2 試験概要

(3) 岩塊曝露試験

3～8 kgの岩塊を地上、台上及び水浸状態で曝露し、観察及び重量測定を行う。

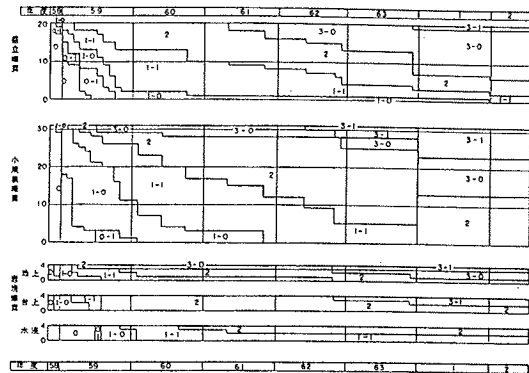
3, 試験結果

3.1 観察結果（劣化度指数の推移）

劣化度指数の推移は図－3のとおりである。

- ① 盛立曝露（集合体）では、24～60日で色調の変化（1-0）が認められ、7年経過後に複数個に分割する3段階に進行した粒子が全体の60％を占めている。
- ② 小規模曝露（単体粒子）でも①と同様の傾向を示し、2～3-1段階を示すものが多い。
- ③ 地上及び台上岩塊では、上記の劣化傾向と大差ないが、水浸状態での劣化は非常に緩慢である。

劣化度指数	形状	状 態
0-0		変化なし。
0-1		光沢がなくなる、薄く酸化する等、薄片表面の色調に変化が認められる。
1-0		部分的に薄片状の薄片が剥き上がり、小粒の小片の剥離が認められる。
1-1		薄片剥離が目に見えるいは開口状態となるものの、分離するまでには至っていない。
2		全体的に、小片（薄片状）の剥離が進む。または、剥れ目が開口し、小岩塊が分離する。しかし、薄片化までには至っていない。
3-0		多数の小岩塊に分割し、厚形を留めていない。
3-1		分割した小岩塊が薄片状となり、部分的に砂～泥状化が認められる。
4		完全に砂～泥状となる。



図－3 観察結果（劣化度指数の推移）

3.2 粒度変化

7年経過した時点でも、細粒側に偏る傾向は顕著ではない。また、最大粒径4.76mm通過量及び均等係数も顕著な変化が認められない。

3.3 点载荷圧裂強度

点载荷圧裂強度の平均値は、図－5に示すように測定毎に40～60kgf/cm²の範囲でばらついている。

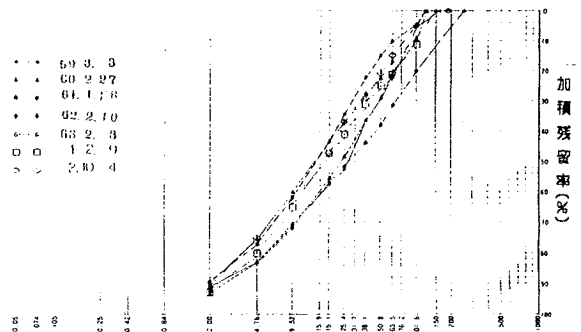
しかし、時間経過に伴って若干低下するようにも見受けられる。

3.4 相対含水量

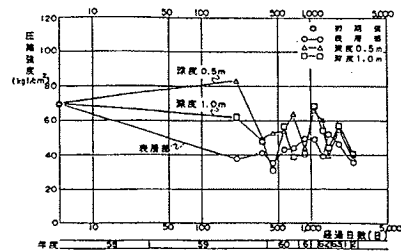
40℃での相対含水量は表層部で51.1～99.7％の変化を示し、深度0.5m及び1.0mでの変動幅は各々68.7～99.8％となっており、深部での変化幅が小さい。

3.5 地中温度の変化

盛立場における温度測定結果を図－7に示す。地中温度は気温に連して年変化を示し、その変動幅は、地表で37.8℃、深度0.5mで21.9℃、深度1.0mで14.5℃であり、深度の増加に伴い温度変動幅が小さくなっている。



図－4 粒度分布の経時変化



図－5 点载荷圧裂強度の変化

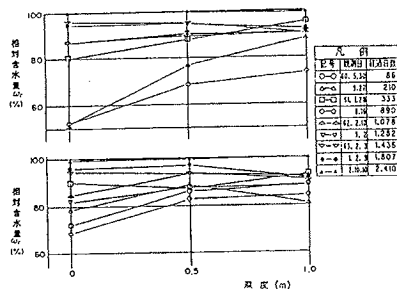


図-6 深度毎の相対含水量

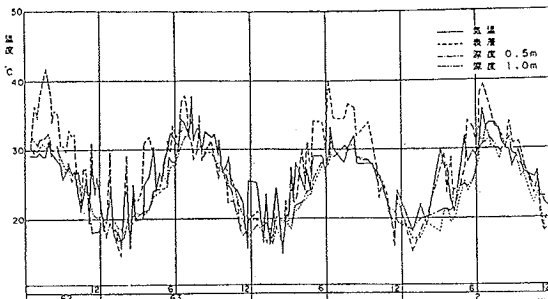


図-7 温度変化

3.6 重量変化

(1) 粒径毎の重量損失率の経時変化

38.1~25.4mm粒径試料では、180日経過時点で損失が始まっている。

その他の粒径試料では、概ね400日経過時点で損失が始まっている。

特に細粒の試料ほど損失率は高く現時点では9.52~4.76mm試料が約50%、4.76~2.00mm試料は約35%が損失している。その他の粒径試料では、10~30%程度の損失率である。

(2) 重量変化

地上、台上及び水浸状態での岩塊試料の経時的な重量変化を図-9に示す。

経時的な重量損失率は、水浸条件下では変化が小さく、2,400日経過時点でも1%程度である。

一方、地上試料では1,000日程度、台上試料では1,200日程度の経過時点で10%と高くなり、2,400日経過時点では、地上・台上の何れも30%程度の重量損失率となっている。

3.7 超音波伝播速度

整形供試体の超音波伝播速度(P波、S波)を経時的に測定している。超音波伝播速度の経時変化及び動弾性係数の低下率は図-10に示すとおりである。

① 弾性係数は120日経過時点までは徐々に低下している。しかし、それ以降での弾性係数は200~400日経過時、500日経過時および1,200日前後経過した時点で著しく低下しており、全体的に階段状の低下傾向を示している。

② 弾性係数の低下率は、120日で20~30%、500日で40から60%、1,000日で60~80%程度である。

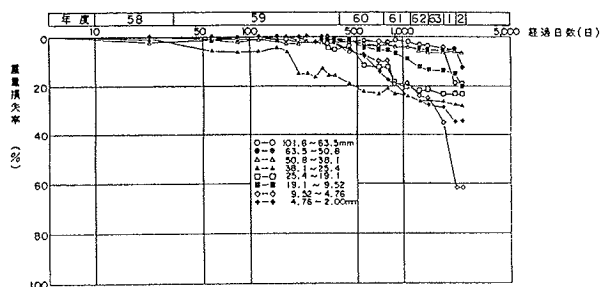


図-8 粒径別の重量損失率の推移

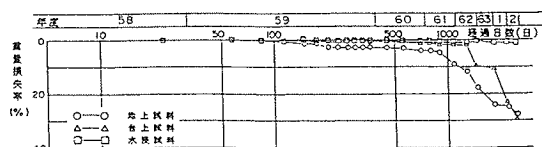


図-9 岩塊の重量損失率の推移

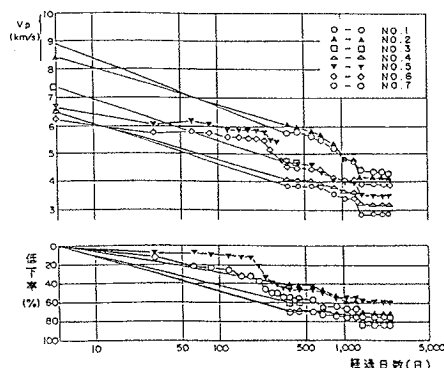


図-10 超音波伝播速度の経時的変化及び動弾性係数の低下率

3.8 試験結果の要約

(1) 表層での劣化傾向

各試験結果で得られた劣化傾向について、関連項目を要約して表-2に示す。

- ① 盛立曝露試験では、7年経過した時点で、表層部の劣化劣指数は3段階（細分化が進行し、複数個に分割、また小岩片が剥離する）を示す粒子が多く、また粒子の細粒化率は19%に達している。
- ② 小規模曝露、岩塊曝露では、劣化劣指数は3段階を示す粒子が多く、重量損失は20%に達している。この傾向は、盛立曝露試験の結果と極めて近似している。

また、整形供試体の動弾性係数の低下率は、分割して測定不能なものを除いても75%に達しており、観察結果や重量損失率と同様の傾向を示している。

- ③ 水浸状態では小片の剥離が僅かに認められる程度であり、劣化は地上曝露や台上曝露に比べて非常に緩慢である。即ち、環境条件が緩やかになると劣化速度が遅くなることを示している。
- ④ 劣化は、観察結果、重量損失及び弾性係数の低下等に認められるように、階段状に進行している。

(2) 内部での劣化傾向

- ① 盛立場で深度0.5m及び1.0m地点で測定した点載荷圧裂強度の値は、表層の値に比べて若干高いが顕著な差は現在出ていない。
- ② 飽和度の変化幅は、表層部では約30%に達しているのに対して、深度0.5mで18%、深度1.0mで18%であり、深度0.5mと深度1.0m地点での飽和度は殆ど変わらない状態である。また、深度0.5m以深の飽和度は80%以上であり、乾湿の繰り返しの影響が小さいことを示している。
- ③ 表層、深度0.5m地点及び深度1.0m地点での温度は、表層では日照の影響を受けて、その変動幅は37℃に達するが、深度0.5mでは24℃、深度1.0mでは14℃である。即ち、僅か1.0mの深度で急激に温度の変化幅が小さくなっている。
- ④ 以上の結果から、安定した気象条件下での劣化は、かなり緩慢であることが認められる。

4. まとめ

曝露試験の結果、対象材料は自然条件下での風化特性がある程度把握されたものと判断される。

即ち、条件の厳しい表層での劣化はかなり進行することが明らかになり、当材料を堤体の外側（表層）のロック材として適用することは難しい。しかし、条件が緩和される深度1.0m程度での風化は極めて緩慢であり、堤体内部のロック材としての使用は可能であることが確認された。

なお、曝露試験は、結果が出るのに長期間を要したり、材料の定量的な把握が困難であるが、試験が簡便であり、実際の傾向に正確性があり、定性的な判断の上で有効であると思われる。

表-2 試験結果の要約

項目	経時変化の状況
集合体 (盛立曝露)	劣化劣指数 24~60日で変化が観察され始め（色調の変化が現れる0-1段階）階段状の劣化形態を示す。 現在、粒子が数個に分割細粒化した劣化劣指数3を示す粒子が全体の60%を占めている。
	粒度変化 表層部の粒度は、バラツキが大きく細粒化は不明瞭であるが、調整粒度では、2mm以下の損失分が20%に達すると共に、細粒化率は14%であり、劣化は進行している。
	点載荷圧裂強度 初期値に比べて若干の低減は認められるが、顕著ではない。
単体 (小規模・岩塊曝露)	劣化劣指数 小規模曝露試験では、20~100日で変化が現れ始め、段階的に劣化している。現在劣化劣指数は2~3-1である。 岩塊曝露試験では、24日程度で劣化が始まり、現在殆ど劣化劣指数3である。
	損失重量 損失重量は、現在小規模曝露試験で18%、岩塊曝露試験の地上状態で28%、台上状態で28%である。 岩塊の損失重量が大きい、恐らく潜在的な分界面が多いことに起因していると推定される。
	整形供試体の超音波伝播速度 200~400日で30%、500日で36%、1,000日で41%、現在75%程度の低下を示している。なお、7供試体のうちに1供試体が分割しており、測定不能となっている。
	X線回折 新たな鉱物の出現は認められず、また、イオン交換能の高い鉱物（ス멕タイト）等の増加は認められない。

16 補強材の剛性と引抜き強度に関する一考察

岡三興業株式会社
山口大学工学部○小浪 岳治
村田 秀一丸山 健吉
山本 修三

井上 正広

1. まえがき

現在、補強土に用いる補強材について、様々な材質及び形状の提案がなされているが、本研究に用いた補強材はバラウェブと称されるものであり、ポリエステル長繊維をポリエチレンにより幅 8.5~9.0 cm, 厚さ 2.2~6.0 mm の形状 (帯状) にコーティングしたものである。バラウェブを用いた補強土壁 (ウェブソル) 工法の設計及びその安定性はすでに報告されている¹⁾。補強盛土の設計の多くは極限状態法であり、補強材と盛土材料との摩擦特性が重要な因子となっている。一般的に、この摩擦特性は、引抜き試験機あるいはせん断試験機を用いて調べられる。ここでは引抜き試験による補強材の摩擦特性について述べるが、引抜き試験において異なるひずみ分布を示す第一の要因は土の種類であり、第二の要因としてはひずみを伝達する補強材の剛性と推察できる。同一の補強材を用いて引抜き抵抗力に及ぼす土質の影響を調べた結果、細粒分含有率の大きい土ほど引抜き抵抗力が小さくなることを報告した²⁾。本報は、補強材の剛性に着目して、補強材の引抜き抵抗力とそのメカニズムを調べるために行った実験結果について中間的にまとめたものである。

2. 実験方法

本実験に用いた秋穂砂は山口県秋穂町で採取された海砂であり、その物理特性と力学特性は表1の通りである。また、図1は引抜き試験装置である。剛性の異なる補強材の空中における引張り特性は図2に示す通りであり、両補強材の表面特性は同等である。本実験では補強材の引抜き力と変位について測定した。なお、実験方法の詳細については既報³⁾を参照して頂きたい。

表1 秋穂砂の特性

	G_s	D_{max}	U_c	e_{max}	e_{min}	ϕ
秋穂砂	2.623	2.00	2.10	1.071	0.660	30.0

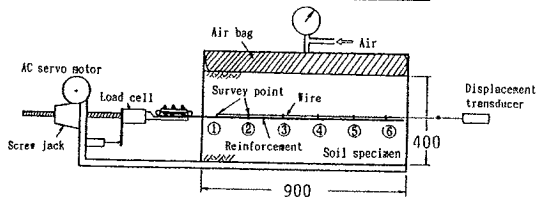


図1 引抜き試験装置

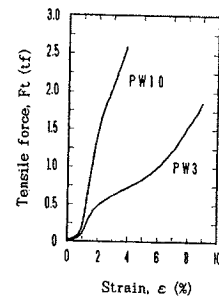
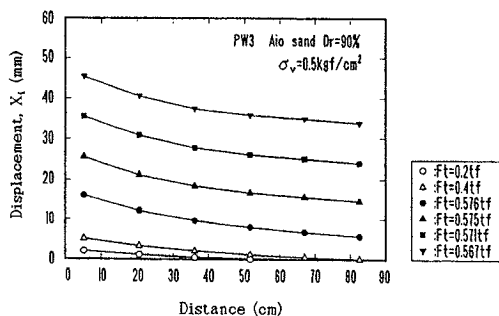


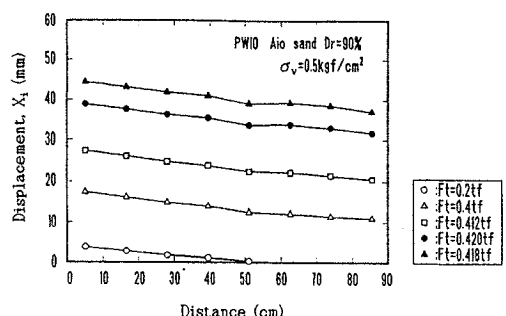
図2 補強材の引張り特性

3. 実験結果

図3(a),(b)は上載荷重 $\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ における剛性の異なる補強材の変位分布である。いずれの場合も補強材の変位は、引抜き前方側から後方側へ進行しており、剛性によらず最大引抜き力は後方端部に変位を生じた後に発生しており、その後の補強材の伸びはほぼ一定といえる。前方側と後方側の相対変位は、その



(a)PW-3



(b)PW-10

図3 補強材の変位分布

区間の補強材の伸びであり、図4は最大引抜き力を生じた時点の各測定点の相対変位から各測定点間の補強材の伸びひずみを算出したものである。剛性の低い補強材の伸びひずみは剛性の高い補強材に比較して明らかに大きく、特に前方側に卓越したひずみを生じている。補強材に生じた伸びひずみは図2の関係により、補強材に生じる引張り力に換算できる。図5は最大引抜き力を生じた時の補強材に生じる張力分布を示しており、剛性の小さい補強材の方が全体的に大きな張力分布となっており、最大引抜き力も大きな値である。これは、剛性の高い補強材は小さい引抜き力で後方側端部にまでひずみを生じることに、一方、補強材の引抜き量に着目すると、補強材の前方側端部の引抜き変位は、補強材の引抜けと伸びひずみの二つの要因を含んでいると考えられる。前方側端部の引抜き変位と引抜き力の関係を図6に示しており、剛性の低い補強材の最大引抜き力の方が大きい値を示している。一方、最大引抜き力を生じたときの引抜き変位は、剛性の高い方が小さいと認められ、この傾向は上載荷重の大きい場合特に顕著であるが、引抜き変位の差は上載荷重の小さい状態においてわずかである。補強土壁の設計では一般に摩擦係数を用いて、引抜けないために必要な定着長を算出する。ここでは図6に示される最大引抜き力を補強材敷設面積と上載荷重の積で除した値を摩擦係数として、上載荷重との関係を示したものが図7である。最大引抜き力時の摩擦係数は、上載荷重によらず剛性の低い方が大きくなることを確認した。

4. あとがき

今回の実験結果から、剛性の低い補強材の極限引抜き抵抗力が剛性の高い補強材より大きいことを確認した。一方、上載荷重の大きい状態における剛性の低い補強材の引抜き変位は、剛性の高い補強材の変位より相対的に大きいことも認められた。したがって、剛性の低い補強材を用いた補強強度は、ある程度の変形を生じてでも急激に崩壊に至らず、粘り強い特性を有すると推察される。しかし、変形に関する明確な基準は未だに確立されておらず、補強材の引抜き変位を考慮した引抜き抵抗力の基準を明確にする必要がある。このような現状において補強土工法の設計で想定する土圧は、実現場での土圧より粘着力等の影響で小さいと考えられ、設計で想定する張力は現場において実際に作用する張力より安全側と考えられる。また、上載荷重の大きい位置では剛性の高い補強材を用いるため、実現場において変位に関する大きな問題になっていないと考えられる。

《参考文献》

- 1) 小浪・丸山・村田他：ジオテキスタイルを用いた垂直補強土壁工法について、第7回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集、PP.21-27, 1993.
- 2) 小浪・丸山・村田他：補強土壁（ウェブソル）工法の盛土材料について、第5回沖縄土質工学研究発表会講演概要集、PP.43-44, 1993.
- 3) 木村・村田・小浪他：帯状長繊維を用いた補強土工法に関する実験的検討、第27回土質工学研究発表会平成4年度発表講演集、PP.2457-2458, 1992.

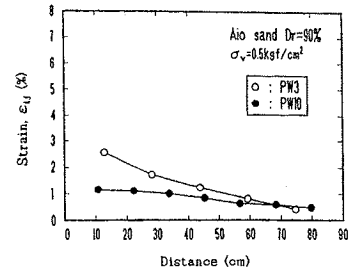


図4 補強材のひずみ分布

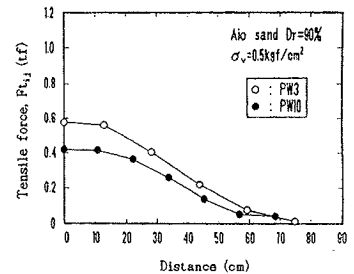


図5 補強材の張力分布

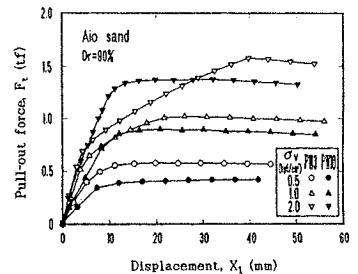


図6 引抜き力と引抜き量の関係

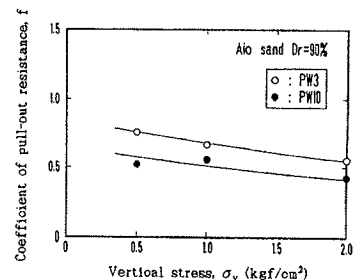


図7 摩擦係数と上載荷重の関係

17 地盤改良後の沈下計測と予測の一例

応用地質株式会社 田中 敏彦

1. まえがき

沖縄県内には鉄道はなく、沖縄本島内の交通手段は主として道路交通に頼らざるを得ない状況にある。このため、幹線道路網の整備は特に重要な課題となっているが、都市部の拡大に伴ない道路用地の確保が難しくなっており、当国道でも海浜部の埋立て地内にバイパスが建設されることになっている。

今回対象とするバイパスは、軟弱な粘性土が層厚約6～15mで分布する地盤上に、4m程度の盛土施工により建設されるもので、盛土の沈下および安定性に関する問題が設計時点より予想されていた。そこで、沈下に対してはサンドドレーン工法、安定性に対しては深層混合処理工が施工されたが、予想通り沈下が進行しないため、追加調査を実施したものである。

本報文は、このうち沈下に対する考察を行なったものであり、動態観測結果とチェックボーリング結果を踏まえて、土質定数を見直した上で、今後の沈下予測、ならびに対策工法の検討を行った。

2. 地盤の概要

計画ルートのうち盛土区間となるのは、図-1に示した約580m間である。地盤標高はDL+0.0m前後と低く、検討区間は湿地上にあたっている。この区間の地質断面図を図-2に示す。地表から基盤岩までは軟弱な粘性土が6～15mの層厚で分布しており、基盤岩は、島尻泥岩層からなっている。断面図では起点側から中央部付近まではほぼ同じ深度に基盤岩が分布していると表現されているが、その後に実施したサンドドレーンの打設長(実績)から推察すると、図-1に示すように、深い箇所と浅い箇所が入り組んだ地質状況と考えられる。また、盛土施工前の粘性土の室内土質試験結果から、物理、圧密特性については、含水量は40～70%を示し、やや多く、圧縮指数は $C_c = 0.6 \sim 0.8$ を示し圧縮性に富み、圧密係数は $C_v = 70 \sim 100 \text{ cm}^2/\text{d}$ と小さい値を示すことがわかった。

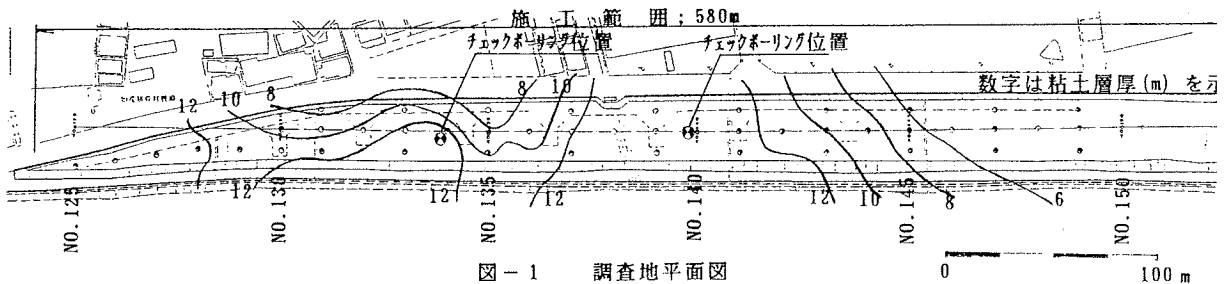


図-1 調査地平面図

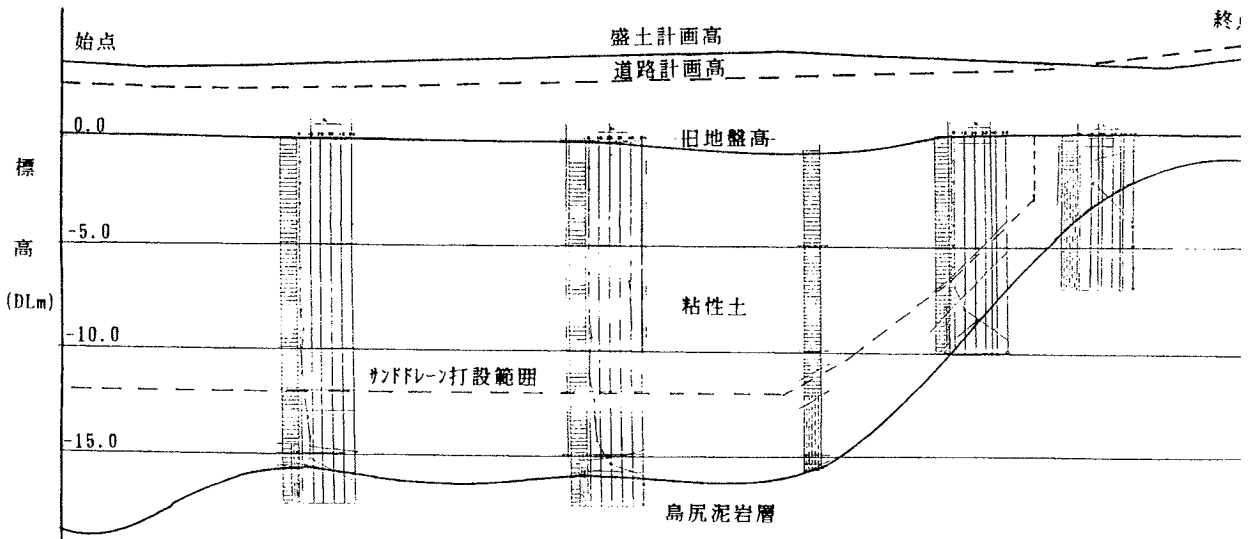


図-2 地質断面図

3. 調査、設計、施工の経過

調査、設計、施工の経過を流れ図として図-3に示す。当該区間のように粘性土層厚が厚いところでは、圧密沈下が長期におよぶため、サンドドレーン（3.0m×3.0m、正方形配置）による沈下促進工法が提案され、盛土施工が実施された。さらに盛土施工後、盛土内に設置した47ヶ所の沈下板（二重管式）により沈下測定が実施されたが当初の計画通りに沈下が進行し

ないため、図-1に示す2ヶ所において、チェックボーリングを行い、物理、力学特性の見直しを行った。尚、チェックボーリングはサンドドレーン杭（φ400mm）の杭間で実施した。

4. 沈下及び間隙水圧の測定結果

図-4に代表的な箇所の沈下量経時変化図を示す。図示したように、盛土後約500日で20cm～70cmの沈下が観測された。図-5-③に沈下量コンター図を示すが、盛土中央部が端部に比べて沈下量が大きく、特に、測点No.137～141区間が他の区間に比べて沈下量が大きいことがわかる。この区間が他の区間に比べて沈下量が大きい理由としては、粘土層厚が12m以上と他の区間に比べて厚いためであると考えられる。また、測定結果から双曲線法を用いて、残留沈下量を推定したところ図-5-⑤に示すように最大60cm以上、盛土中央付近は20cm～60cm程度の残留沈下が生じ、さらに最終の沈下量は、40cm～130cm程度という結果が得られた。当初設計時点で予測した最終沈下量は粘性土が厚い箇所では125cmであったことから、沈下量についてはほぼ予想通りであるといえる。

一方、沈下時間については、図-4に示したように、当初設計のサンドドレーン施工時では、盛土後500日で圧密度が約90%となるはずであった。しかし、実際はこれよりかなり沈下の進行が遅く、盛土後500日で圧密度60%前後を示している。また、図-6に、チェックボーリング時に測定した粘土中の間隙水圧分布を示す。満潮時の静水圧分布と粘土中の間隙水圧の測定値との差を過剰間隙水圧と仮定すれば、全層について約0.15kg/cm²～0.25kg/cm²の過剰間隙水圧が残留していることになる。盛土の単位体積重量を $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ とすれば、盛土施工直後に発生する過剰間隙水圧は0.72kg/cm²となるので、間隙水圧から求めた圧密度は $U = 65\%$ となり、この点からも圧密の進行が遅いことがうかがえる。

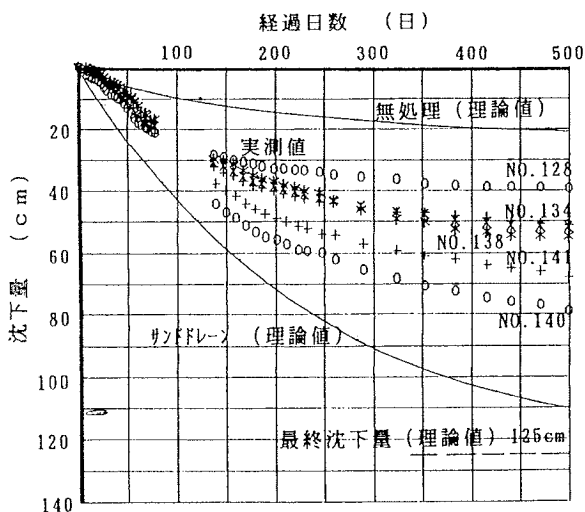


図-4 沈下測定結果

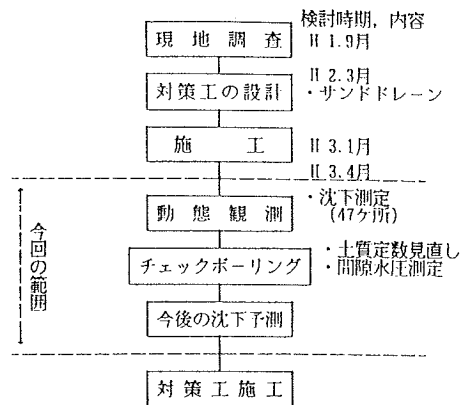


図-3 調査、設計、施工の流れ図

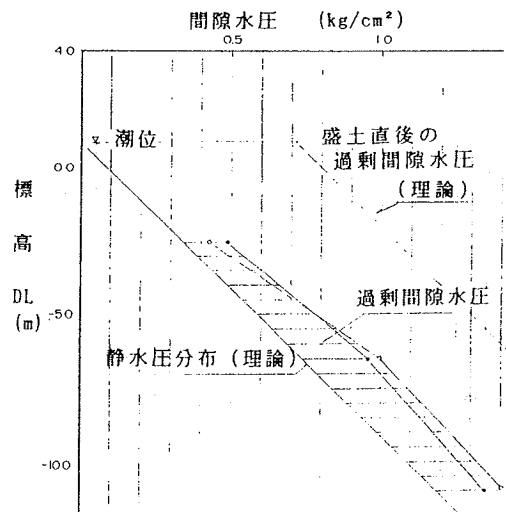


図-6 間隙水圧分布図

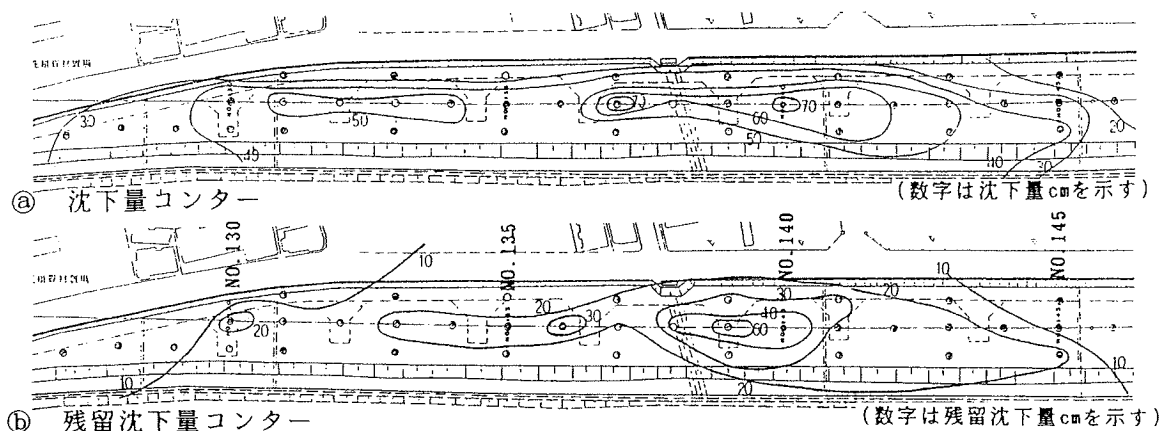


図-5 沈下量及び残留沈下量コンター図

5. 沈下時間が予想と相違した原因について

サンドドレーンによる沈下促進工法を採用したにもかかわらず、沈下時間が予想より遅れる原因としては以下のことが考えられる。

- イ. サンドドレーンの打設によりドレーン近傍の粘土に乱れが生じ、透水性が低下したことによるもの
- ロ. ドレーン材のウェルレジスタンスによるもの
- ハ. 当初設定した圧密係数が過大であったことによるもの

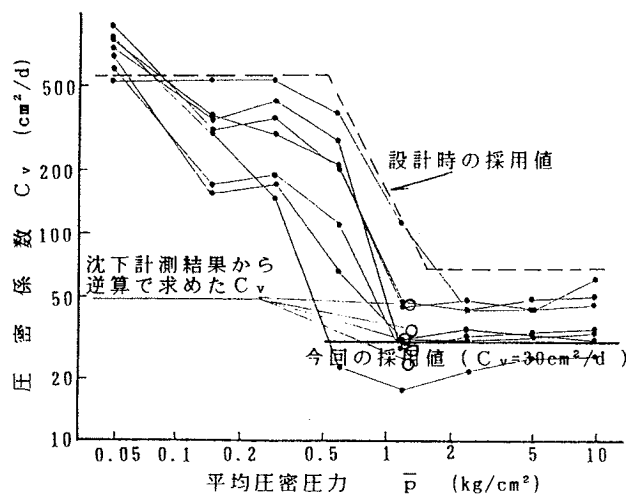
以上の原因のうち (イ) について、ドレーンの打設間隔が比較的粗い (3m 間隔) こともあり、この影響は少ないと考えられること (ロ) について、ドレーン材は粗砂を使用しておりこの影響は無視できるものと判断できることから、今回の原因は (ハ) の定数の設定が不適切であったことによるものと考えられる。したがって、再度圧密係数を設定し直してみた。

図-7 に、チェックボーリング時に採取した試料の圧密試験結果を示す。試験結果から、圧密係数は $C_v = 30 \text{ cm}^2/\text{d}$ 程度であることがわかる。また、同図に沈下測定結果から逆算で求めた C_v を併記した。逆算で求めた圧密係数は $C_v = 28 \sim 56 \text{ cm}^2/\text{d}$ となる。

以上の結果から圧密係数の採用値は、 $C_v = 30 \text{ cm}^2/\text{d}$ として、今後の沈下の予測を試みた。沈下量の算定式は m_v 法を用いた。他の算定条件については、当初設計時と同様の値を用いた。また、沈下時間の算定には次式を用いて行った。

$$t = \frac{H^2 \cdot T}{C_v}$$

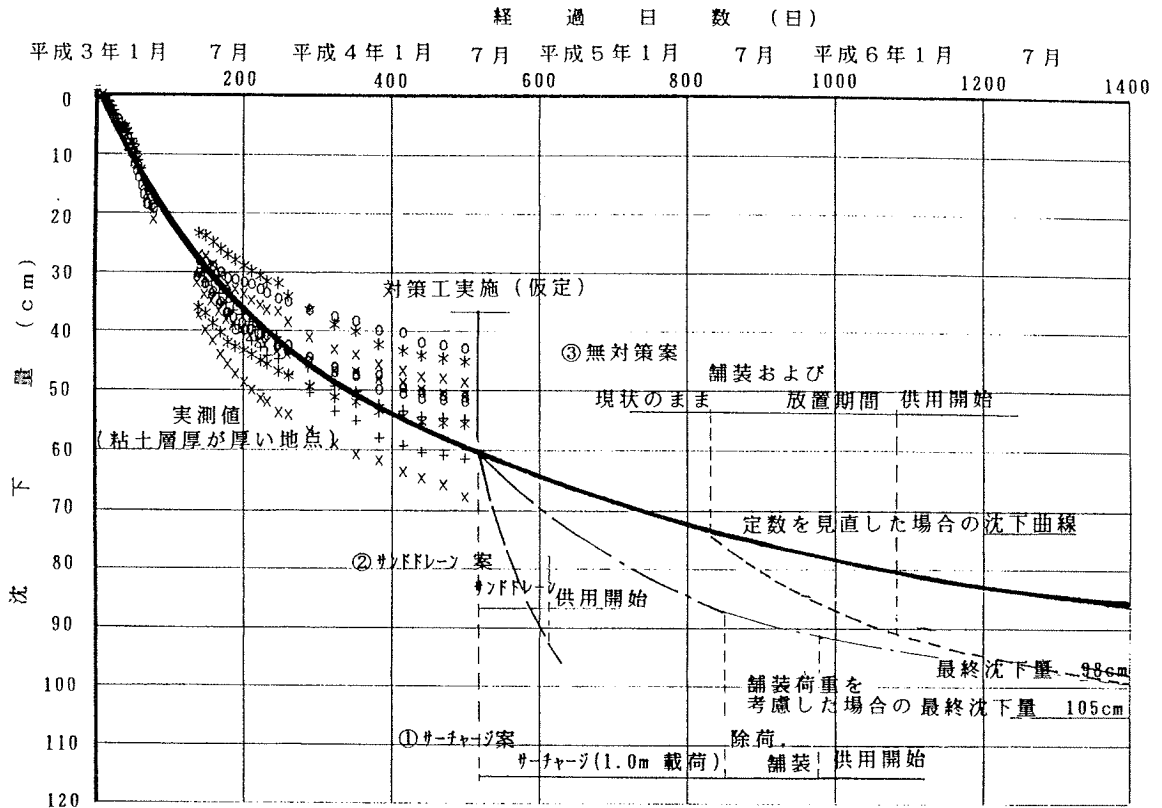
ここで t : 時間, T : 時間係数
 H : 層厚, C_v : 圧密係数 (cm^2/d)


図-7 圧密係数 $C_v \sim \bar{p}$ 曲線

沈下量の算定結果から経時沈下曲線を作成し、図－8に示した。同図から以下のことがわかる

- ①現在までの観測結果と、計算により得られた沈下曲線とはほぼ一致している
- ②計算結果による最終沈下量は、94cmとなる
- ③残留沈下量が20cm以下となるのは、約 820日後である

このように、現状のままでは沈下は継続し問題が生じるので、対策工が必要となるという結果となった。



図－8 経 時 沈 下 曲 線 図

6. あとがき

対策工施工後の沈下予測について述べてきた。対策工の設計時において、設計定数を正確に把握することは重要なことであり、定数の設定を間違えると工事工程、供用開始時期に大きな影響を及ぼすことが多い。このため、事前調査は十分にかつ綿密に行う必要がある。当該地ではサンドドレーンによる排水効果を過大に評価したために、計画通りに供用できないことになり、特に残留沈下量の大きい区間（約50m）でサンドドレーンの打ち増しを行なうことになっている。

今後は、ドレーンを打ち増した区間の沈下測定および現状のまま放置する区間の沈下測定結果から、今回予測した沈下量ならびに沈下時間に対する検証を行なっていく予定である。

18 中城湾港(新港地区)の軟弱層の厚さについて

(株) 沖 技 平 良 聡
 沖縄県土木建築部 呉 屋 健 一

1 まえがき

中城湾港は沖縄本島中南部の東海岸に位置し、北の勝連半島、南の知念岬、及び湾口の津堅島、久高島に囲まれた、およそ2万4000haの広大な海域を有し、古くから天然の良港として利用されてきた。新港地区はその中城湾港の勝連半島と泡瀬岬に囲まれた港奥部に位置しており、流通加工港湾の整備がなされて、大規模な土地造成工事が行われている。

大規模な埋め立て工事に伴い、当地区ではかなり多くの土質調査、試験がなされてきている。この地区の地層構成の概要は、上位より沖積層、下位に島尻層群という構成となっている。沖積層の上部にはサンゴ礫を多く混入した砂礫層が堆積しているところもある。沖積層のN値は0～5と非常に柔らかい軟弱層となっている。基盤層である島尻層群は不陸の激しいことが特徴で、この不陸を覆うように沖積層が堆積しているため軟弱層厚は、浅いところでは1m、厚いところでは30m前後と非常にばらついている。

本文では、この軟弱層厚のばらつきの程度を調べることを目的として、昭和55年～平成4年度に当地区で実施されたボーリング調査460本の結果を、特に軟弱層厚に着目して集計、整理した結果について述べる。

2 調査の方法と項目

表-1は今回の資料整理で採用したボーリング件数である。調査対象を軟弱層厚に絞ったため、ボーリング部深度が島尻層群まで達していないものや軟弱層上部深度はあいまいなものは割愛した。これらの調査地点は工事域をカバーする座標系にしたがって調べられ、またその地点の標高も明らかとなっている。各ボーリング点についてそのX、Y座標値、標高、軟弱層の上端標高、下端標高、軟弱層厚の各項目について調べた。またそれぞれのボーリング位置を図-1に示す。

3 結果

表-1 調査件数

55年度	7件
56	63
57	38
58	33
59	31
60	47
62	27
63	34
平成元年度	17
2	21
3	94
4	47

全調査点について層厚を2mで区切ったときの度数分布を図-2に示す。軟弱層厚の平均値は13.8m、標準偏差は6.0mとなり、標準偏差から軟弱層厚のばらつきの大きいことがわかる。最多層厚は8～10mでその頻度は15.7%である。ちなみにこの平均層厚をもとに第1期計画(面積180ha)区域内の軟弱層の総体積を求めてみると、約 $2.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ となる。

図-3、4は軟弱層厚とX、Y座標値との関係を示しているが、これらの図からわかる通り、軟弱層厚は全域にわたって色々な値をとり、地域的な傾向は認められない。また図5、6は軟弱層下端の標高とX、Y座標値との関係を示している。これらも軟弱層厚の場合と同じように地域的な傾向は全く認められず、従来から指摘されていた島尻層群の不陸の激しさが再確認された。

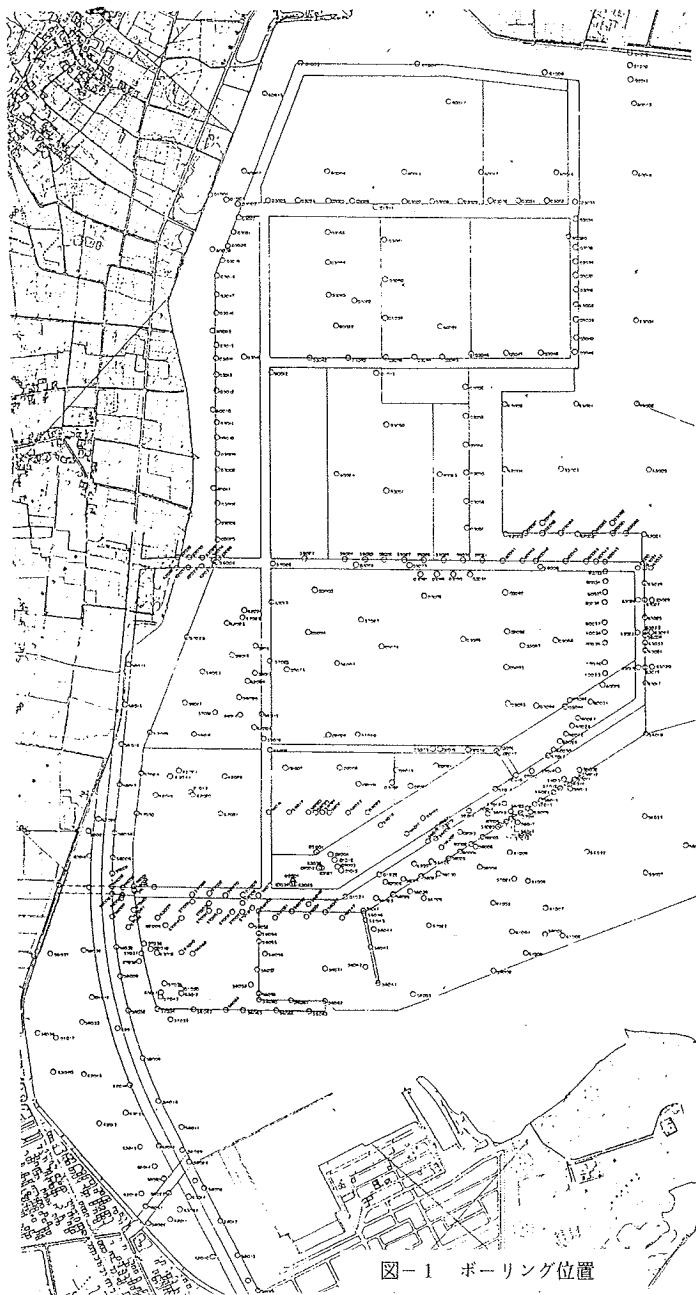


図-1 ボーリング位置

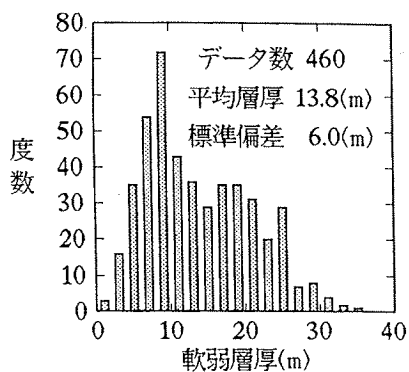


図-2 軟弱層厚の度数分布

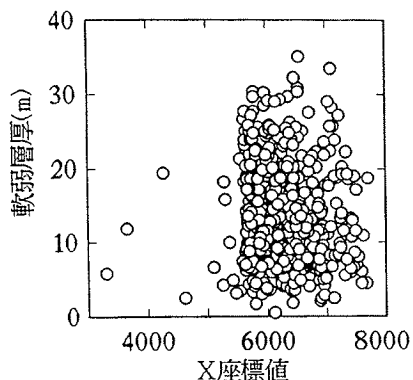


図-3 X座標と軟弱層厚との関係

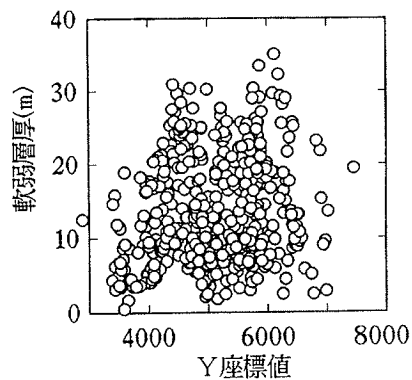


図-4 Y座標と軟弱層厚との関係

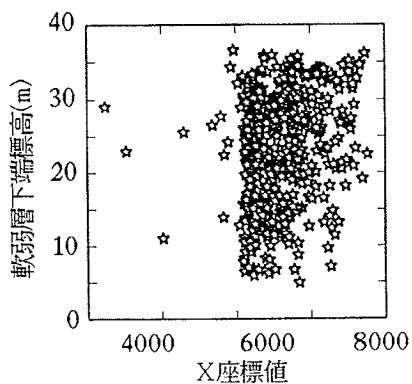


図-5 X座標と軟弱層下端標高との関係

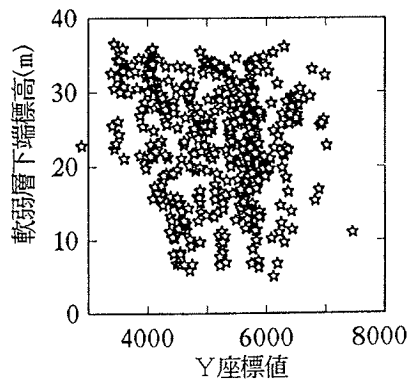


図-6 Y座標と軟弱層下端標高との関係

19 静的な繰返し排水せん断における島尻粘土の変形特性

琉球大学 工学部 ○宮原 慶 原 久夫
 " " 又吉 康之 上原 方成

1. まえがき

土質力学において、土の応力-変位関係の問題はそのケースにより弾性体、完全塑性体、粘弾性体と別々に、そして完全に独立して取り扱われてきた。しかしこれらの性質は同時に起こるものであり、これらの性質のうち、弾性-塑性については、近年の弾塑性理論の発展による cam-clay model に代表されるような弾塑性モデルにより、関連づけられ、実際に適用されている。しかしこの弾塑性と、粘弾性はまだ別に取り扱われているので、実際の土の粘弾性成分が土の応力-ひずみ関係にどの程度影響を及ぼすのか明らかにする必要がある。

そこで、本研究では、正規圧密粘土を用い、静的な繰返し排水せん断試験において、除載荷での繰返し応力点で一定期間放置するクリープ試験を行った場合と行わない場合とで、種々の応力状態下における変形挙動を観測した。

2. 試料および試験方法

(2-1) 試料

沖縄県中南部などに広く分布する島尻粘土を用いて、液性限界の2倍以上の含水比をたもって繰返しを行い、 0.50kgf/cm^2 (49.0kPa) の鉛直圧密圧力で20日間 K_o -圧密を行ったものを直径5cm、高さ10cmの円柱形に成形し、供試体として使用した。表-1に島尻粘土の物理的性質を示す。

(2-2) 試験装置および試験方法

実験装置は通常の軸対称三軸圧縮試験装置を用い、 1.00kgf/cm^2 (98.0kPa) のバックプレッシャーを等方圧密開始時より供試体に与えた。試験中の軸力制御には Bellofram cylinder で、三軸セル内の側圧制御には Air regulator を用いて、それぞれの増減荷速度の調整をモーター制御により行った。

試験名は排水せん断応力経路より、繰返し載荷を行わない場合をCIDU試験(=case1)と称し、また、繰返し載荷においてクリープ試験を行う場合をCIRDCU試験(=case2)と称し、クリープ試験を行わない場合をCIRDU試験(=case3)と称する。

図1に試験応力経路概念図を示す。実験方法は、case1,2,3ともに、はじめに圧密圧力 $p_a = 1.00\text{kgf/cm}^2$ (98.0kPa) で等方圧密を行い、その後排水せん断試験を行う。排水せん断過程の最終応力状態点は、 $p_o = 1.00\text{kgf/cm}^2$ (98.0kPa) からの排水せん断応力経路の直線 {傾き $dq/dp=3$ } と応力比 $\eta = 0.8$ の直線との交点Dを最終応力状態点としている。case1,2,3ともに、排水せん断後に軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a = 0.10\%/min$ の非排水せん断試験を行っ

CIDU test (case 1)

: O→A→D→E

CIRDCU test and CIRDCU test

(case 2)

(case 3)

: O→A→B→A→C→A→D→E

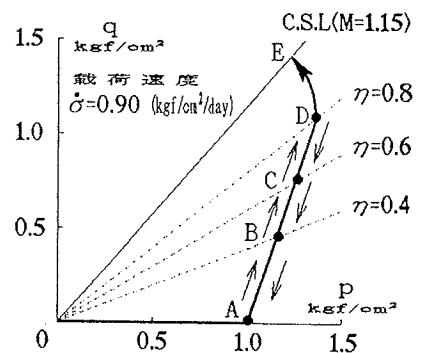


図1 応力経路概念図

表-1 島尻粘土の物理的性質

液性限界	L.L = 53.7 %	
塑性限界	P.L = 26.1 %	
塑性指数	I.P = 27.6 %	
比重	$G_s = 2.71$	
粒度分布	砂分	10.2 %
	シルト分	44.6 %
	粘土分	45.2 %

ている。

増減載荷速度は、過剰間隙水圧が十分消散できるように $\dot{\sigma} = \sqrt{\dot{p} + \dot{q}} = 0.90 \text{ kgf/cm}^2/\text{day}$ (88.2 kPa/day) とし、載荷 \Rightarrow 除荷の折り返し点は、二つの応力状態点 \Rightarrow B 点, C 点 {それぞれ応力比 $\eta = 0.4$, $\eta = 0.6$ の直線と排水せん断応力経路との交点} で行った。なお, A, B, C, D 各点においては, 前の荷重変化の影響を減少させるために, その点での応力状態を保って 24 時間放置した場合 (case2) と, それをしない場合 (case3) との二通りにわけて行った。

3. 試験結果および考察 1) 2) 3)

(3-1) 図3 体積ひずみ ε_v とせん断ひずみ γ の関係

CIRDCU 試験 (=case2), CIRDU 試験 (=case3) において体積ひずみとせん断ひずみの関係は図3のようにほぼ一致し, 除荷しても体積ひずみもせん断ひずみもほとんど回復せず, CIDU 試験 (=case1) の $\varepsilon_v - \gamma$ 曲線と同じ経路をたどろうとするが, しかし, 応力レベルが上がり, 除荷量が増えるにつれて, 体積ひずみもせん断ひずみも回復量が少し大きくなる。また, 応力レベルが小さいとき体積ひずみの回復量 ($\Delta \varepsilon_v$) の方がせん断ひずみの回復量 ($\Delta \gamma$) よりも大きい, 応力レベルが大きくなると $\Delta \varepsilon_v$ よりも $\Delta \gamma$ の方が大きくなる。

(3-2) 図4 平均有効応力 p と体積ひずみ ε_v の関係

平均有効応力と体積ひずみの関係は図4のようになり, 繰返し試験により形成されるヒステリシスループは, CIRDCU, CIRDU 試験とも応力レベルが高いほど大きくなり, 初期処女載荷曲線は一致する。CIRDU 試験はやや開いたループを形成し, CIRDCU 試験ではやや閉じたループを描く。これは CIRDU 試験は前の載荷速度一定載荷の土の粘性による影響が直接伝わるのに対し, CIRDCU 試験はその影響がクリープ試験で軽減されたと推測される。また, CIRDCU 試験において, クリープ試験を行うと図4に示すようにひずみのみ進行し, その後除荷すると, 初めは体積ひずみ一定で平均有効応力のみ減少し, のちに体積ひずみもわずかではあるが徐々に減少する。再載荷では除荷曲線とほぼ同じ経路をたどり, 前回の最大応力点付近で次第に勾配が緩やかになり, CIRDU 試験の曲線を越えた後, その曲線と似た経路をたどろうとする。それに対し CIRDU 試験では, 再載荷時の曲

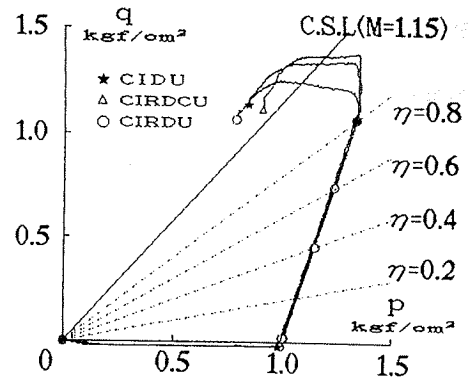


図2 試験応力経路図

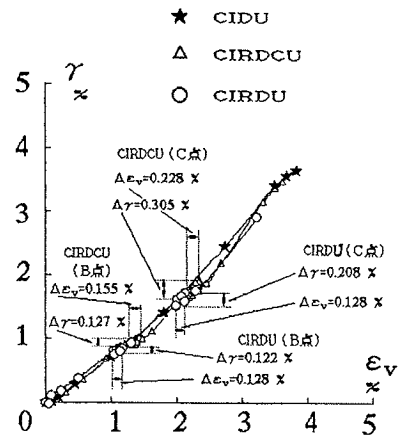


図3 体積ひずみとせん断ひずみの関係

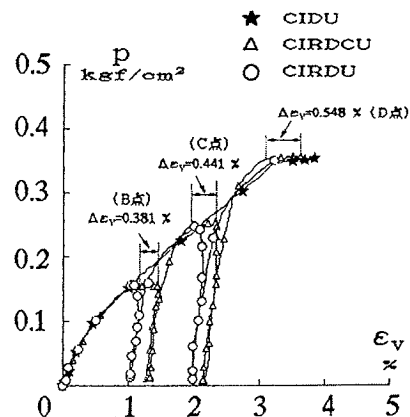


図4 平均有効応力と体積ひずみの関係

線は除荷曲線の経路をたどった後、前回の最大応力点の前で次第に勾配が緩やかになり、C I D U試験の曲線に近い経路をたどる。

(3-3)図5 偏差応力 q とせん断ひずみ γ の関係

偏差応力とせん断ひずみの関係は図5のようになり、 $p-\varepsilon_v$ 曲線と同様にヒステリシスループは応力レベルが高いほど大きくなるが、この関係においては閉じたループを形成する。また初期処女载荷曲線はC I D U, C I R D C U, C I R D U試験の3つとも一致する。C I R D C U試験ではクリープ試験開始時より図のようにクリープが生じ、载荷後ではせん断ひずみは増加し、除荷後ではごくわずかなが減少している。そして除荷時ではせん断ひずみは徐々に減少し、再载荷時では徐々に増加し、前回最高応力点付近から次第に勾配が緩やかになりC I D U試験の曲線をこえて、それと同様な経路をたどろうとする。また、C I R D U試験では、処女载荷部分は一回目の繰返し载荷まではC I D U曲線とほぼ一致するが、二回目の再载荷からはC I R D C U曲線に近い経路をたどる。そして除荷時の初期にせん断ひずみがわずかに増加した後、徐々に減少し、再载荷時ではせん断ひずみはごくわずか減少した後、徐々に増加している。これより、C I R D C U試験においては除荷-再载荷初期の前段階の载荷速度 $\dot{\sigma}$ = 一定除荷の土の粘性による影響はクリープにより軽減されるため認められないが、C I R D U試験ではその粘性による影響がその後の変形に直接伝わるため、除荷と再载荷の初期にせん断ひずみの微少の増加、減少として現れたのではないかと推測される。

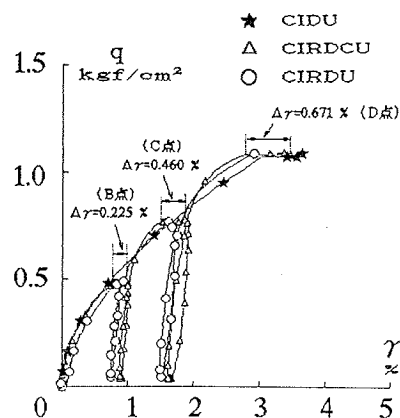


図5 偏差応力とせん断ひずみの関係

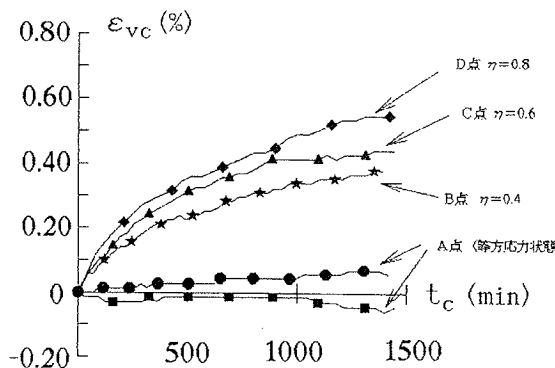


図6 クリープひずみの体積成分 ε_{vC} とクリープ時間 t_c の関係

(3-4)図6 クリープひずみの体積成分 ε_{vC} とクリープ時間 t_c の関係、及び図7 クリープひずみのせん断成分 γ_c とクリープ時間 t_c の関係⁴⁾

C I R D C U試験(=case2)でのクリープ試験における応力-ひずみ関係は図6, 7のように、 $\varepsilon_{vC}-t_c$ 関係、 γ_c-t_c 関係ともに $\dot{\sigma}$ 一定で载荷後の応力比の高い状態(偏差応力 q が大のとき)程クリープひずみ成分は大きくなる。そして等方応力状態においては ε_{vC} 、 γ_c はほとんど生じておらず、前回の除荷、再载荷時の影響で若干ひずみが生じている。これよりクリープ試験における変形量は時間と応力状態に依存することが推測される。よってその応力-ひずみ関係は、現在の応力状態によって決まる定数と前回の荷重増分によって決まる定数を含む関数 $\varepsilon = f(t_c)$ で表されると思われる。

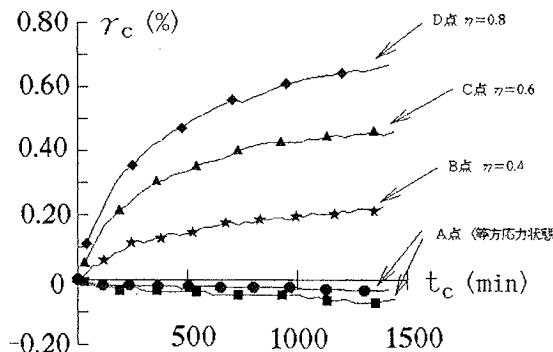


図7 クリープひずみのせん断成分 γ_c とクリープ時間 t_c の関係

(3-5)表-2 降伏点応力

降伏点の決定法は、図8のように応力-ひずみ曲線を2つの直線で近似し、それらの交角の二等分線と応力-ひずみ曲線との交点によって決定されるものとした。その結果を表-2に示す。⁵⁾

CIRDU試験とCIRDCU試験の前回最高応力点 p_{max} , q_{max} と再载荷時の応力-ひずみ曲線より求めた降伏点 p_y , q_y との応力点の増加量は、同じ試験であれば応力レベルにかかわらず同様な値となった。そして降伏点増加係数 α の値は、クリープ試験を行ったCIRDCU試験の方がCIRDU試験より約二倍程度大きな値となった。これよりCIRDU試験の場合は粘性、弾性、塑性の成分の影響の連成により前回最高応力点と降伏点は近い値を示し、CIRDCU試験の場合には、クリープ試験時における粘性の影響により降伏面が拡大すると推測される。つまり実際の粘性土のせん断における弾塑性的挙動には、実は粘性の影響が深くかかっていると思われる。

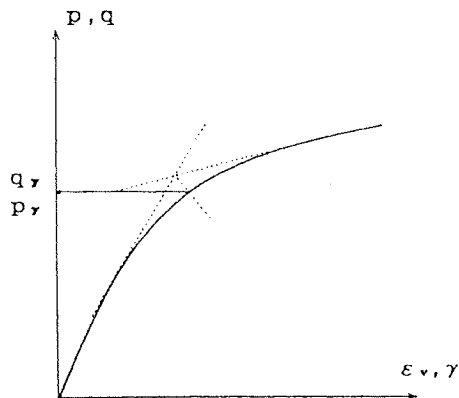


図8 降伏点の決定

4. 結論

(4-1) CIRDU試験における $p - \varepsilon_v$ 曲線の処女载荷部分は、CIDU試験のそれに近く、 $q - \gamma$ 曲線の処女载荷部分はCIRDCU試験のそれに近い曲線を描く。

(4-2) クリープ試験時の $\varepsilon_v - t_c$, $\gamma - t_c$ の関係は、クリープ試験時の応力レベルと試験前の载荷速度 $\dot{\varepsilon}$ によって決まる定数を持つ関数 $\varepsilon = f(t_c)$ で表される。

(4-3) 繰返し载荷試験においては、CIRDU試験(クレープなし)よりCIRDCU試験(クレープあり)の方が降伏点の拡大の割合は大きく、同じ試験であれば、降伏点の増加量は応力レベルや繰返し载荷回数によらずほぼ一定の値となる。

(参考文献)

- 1) 呉屋健一(1993): "静的な繰返し排水せん断試験における正規圧密粘土の変形特性に関する研究", 琉球大学大学院工学研究科修士論文
- 2) 棚原康之, 他(1992): "鳥尻粘土の応力比一定繰返し下での変形特性", 第5回沖縄土質工学研究発表会概要集
- 3) 瑞慶覧長賢, 他(1991): "正規圧密粘土の異方繰返し応力下における変形特性", 琉球大学工学部卒業研究論文, 平成3年度
- 4) 原久夫(1993): "一般化Voigtモデルによる粘土の粘弾塑性構成式とその適用性について", 第6回沖縄土質工学研究発表会概要集
- 5) 安福規之(1990): "広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究", p71~79

表-2 降伏点応力

試験名		決定法により求めた降伏点 (kgf/cm ²)	前回最高 応力点 (kgf/cm ²)	増加量 (kgf/cm ²)	降伏点増加係数 α
		p_y q_y	p_{max} q_{max}	Δp_r , Δq_r ($p_r - p_{max}$) ($q_r - q_{max}$)	$\alpha_{pr} = \Delta p_r / p_{max}$ $\alpha_{qr} = \Delta q_r / q_{max}$
CIRDCU	①	p 1.191 q 0.610	1.142 0.459	0.049 0.151	0.043 0.329
	②	p 1.286 q 0.902	1.238 0.753	0.048 0.149	0.039 0.197
CIRDU	①	p 1.172 q 0.534	1.148 0.461	0.024 0.073	0.021 0.158
	②	p 1.265 q 0.820	1.240 0.748	0.025 0.072	0.020 0.096

応力経路: ①: B→A→C ②: C→A→D

20 一般化voigtモデルの粘弾性定数の決定方法とその適用例

原 久 夫 琉球大学工学部

1 まえがき

飽和粘土の変形は時間依存性挙動を示す。このような時間依存性挙動を説明する力学モデルは、粘弾性モデルとよばれ、バネと粘性挙動を受け持つダッシュポットの2種類の構成要素を現象にあうように適当に組み合わせで作られ、多くの粘弾性モデルが提案されている。

本論文ではこの中でも代表的な一般化Voigtモデル¹⁾を飽和粘土の時間依存性挙動に適用し、実験結果からこのモデルの粘弾性定数を求める方法について提案する。

2 一般化Voigtモデル

一般化Voigtモデルは図-1に示すようにMaxwell要素とVoigt要素を直列に結合したモデルで、応力入力に対するひずみ応答計算に有利なモデルである。図のモデルは2個のバネと2個のダッシュポットを有し、全部で4個の構成要素からなっているので4要素一般化Voigtモデルと呼ばれている。

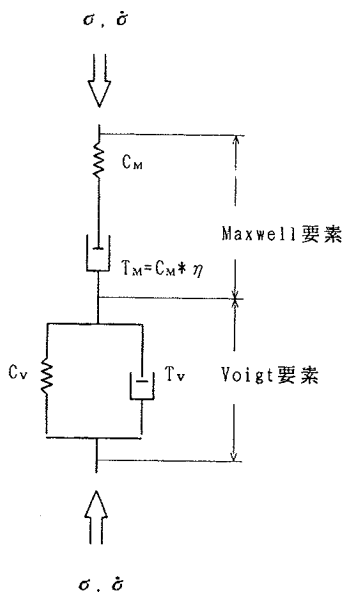


図-1 4要素一般化Voigtモデル

4要素一般化Voigtモデルは次の4個の粘弾性定数を持つ。

C_M : Maxwell要素のコンプライアンス

T_M : Maxwell要素の緩和時間

C_V : Voigt要素のコンプライアンス

T_V : Voigt要素の遅延時間

緩和時間と遅延時間は、それぞれのダッシュポットの粘性係数とコンプライアンスとの積である。

また、4要素一般化Voigtモデルにおいて、Maxwell要素の緩和時間 $T_M \rightarrow \infty$ とすると、ダッシュポットは剛体として挙動するため、要素数が一つ減ることになる。このようにしてできる粘弾性モデルを3要素Voigtモデルと呼ぶ。

3 粘弾性定数の決定方法

3-1 漸増載荷試験

4要素一般化Voigtモデルや3要素一般化Voigtモデルなどの粘弾性定数は実験によって決定される。一般材料の場合、これらの定数はクリープ試験（応力を一定に保ったままで材料のひずみを測定する試験）によって求めることが最も簡便な方法である。

しかし飽和粘土のクリープ試験では、瞬時載荷によって間隙水圧が発生し、有効応力一定というクリープ試験の条件を満たすことができないため、この方法では粘弾性定数を合理的に決めることができない。

そこでここでは、線形漸増載荷試験によってこれらの定数を求める方法を提案する。漸増載荷のスピードは、間隙水圧がほとんど発生しないような非常にゆっくりとした速度で行い、そのときのひずみ応答を観測する。また粘土の粘弾性変形を対象としていることから、過圧密領域で実験を行うことが必要である。

3-2 漸増載荷に対するひずみ応答²⁾

4要素一般化Voigtモデルの漸増載荷によるひずみの応答は次のようにして得られる。

各要素の支配方程式は、Maxwell要素に対して

$$\frac{d\varepsilon_M}{dt} = C_M \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (A-1)$$

Voigt要素に対して

$$\frac{d\varepsilon_v}{dt} + \frac{\varepsilon_v}{T_v} = \frac{C_v}{T_v} \sigma \quad (A-2)$$

となる。漸増载荷の条件式

$$\sigma = \dot{\sigma} t \quad (\dot{\sigma}: \text{载荷速度}) \quad (A-3)$$

が与えられたとき、式(A-3)のラプラス変換は

$$\varepsilon_v(s) = \frac{\dot{\sigma}}{s^2} \quad (A-4)$$

となり、これと

$$\frac{d\sigma}{dt} = \dot{\sigma} \quad (A-5)$$

より式(A-1)、(A-2)のラプラス変換は

$$s \varepsilon_M(s) = \frac{C_M \dot{\sigma}}{s} + \frac{\dot{\sigma}}{s^2 \eta} \quad (A-6)$$

$$s \varepsilon_v(s) + \frac{\varepsilon_v(s)}{T_v} = \frac{C_v \dot{\sigma}}{T_v s^2} \quad (A-7)$$

となる。式(A-7)より

$$\varepsilon_v(s) = \frac{C_v \dot{\sigma}}{s^2 (s T_v + 1)} \quad (A-8)$$

が得られる。したがって全ひずみのラプラス変換は、

$$\begin{aligned} \varepsilon(s) &= \varepsilon_M(s) + \varepsilon_v(s) \\ &= \frac{C_M \dot{\sigma}}{s^2} + \frac{\dot{\sigma}}{s^3 \eta} + \frac{C_v \dot{\sigma}}{s^2 (s T_v + 1)} \end{aligned} \quad (A-9)$$

となる。これを逆変換して次式のひずみ応答が得られる。

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= \\ \sigma \left(C_M + \frac{t}{2\eta} + C_v \right) - \sigma_{TV} C_v \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{t}{T_v} \right) \right\} \end{aligned} \quad (A-10)$$

式(A-10)は4要素一般化Voigtモデルの線形漸増载荷に対するひずみ応答を表す式である。式(A-10)において $\eta \rightarrow \infty$ とすると3要素一般化Voigtモデルに対する式(A-11)が得られる。

$$\varepsilon(t) =$$

$$(C_M + C_v) \sigma - \sigma_{TV} C_v \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{t}{T_v} \right) \right\} \quad (A-11)$$

ただし

$$\sigma_{TV} = \dot{\sigma} T_v \quad (A-12)$$

である。

3-3 粘弾性定数の決定方法

飽和粘土に対して、過圧密領域で行った漸増载荷試験での時間～ひずみ関係があれば式(A-10)、(A-11)を利用して粘弾性定数を求めることができる。ここでは3要素一般化Voigtモデルの粘弾性定数を求める場合について説明する。4要素一般化Voigtモデルの場合にもこれと全く同様にして求めることができる。

式(A-11)には C_M 、 C_v 、 T_v の3個の未知材料定数が含まれている。したがって、これらの数値を決定するには三つの観測点が必要である。

観測した時刻を t_1 、 t_2 、 t_3 とすると、式(A-11)から

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \sigma_1 (C_M + C_v) - \sigma_{TV} C_v F_1 \\ \varepsilon_2 &= \sigma_2 (C_M + C_v) - \sigma_{TV} C_v F_2 \\ \varepsilon_3 &= \sigma_3 (C_M + C_v) - \sigma_{TV} C_v F_3 \end{aligned} \right\} \quad (A-13)$$

となる。ここで

$$\sigma_i = \dot{\sigma} t_i \quad (A-14)$$

$$F_i = 1 - E(t_i) \quad (A-15)$$

$$E(t_i) = \exp(-t_i/T_v) \quad (A-16)$$

である。 t_1 、 t_2 、 t_3 は任意に選べるので

$$\left. \begin{aligned} t_2 &= 2 t_1 \\ t_3 &= 3 t_1 \end{aligned} \right\} \quad (A-17)$$

のように t_2 、 t_3 を選ぶことにすると、応力～ひずみ～時間関係は図-2に示すようになる。このように観測点を選ぶと以下の計算が便利となる。

式(A-13)に式(A-14)～(A-17)を代入して整理すると、 $E(t_1)$ について、次の3次方程式が得られる。

$$\begin{aligned} & -\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 - \varepsilon_3 \\ & -E(t_1)(3\varepsilon_2 - 2\varepsilon_3) \\ & -E^2(t_1)(\varepsilon_3 - 3\varepsilon_1) \\ & -E^3(t_1)(2\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \\ & = 0 \end{aligned} \quad (A-18)$$

これを解いて、それぞれの粘弾性定数が次のように求められる。

$$T_v = -\frac{t_1}{\log(E(t_1))} \quad (A-19)$$

$$C_v = \frac{\varepsilon_2 - 2\varepsilon_1}{2F_1 - F_2} \frac{1}{\sigma_{rv}} \quad (A-20)$$

$$C_M = \frac{\varepsilon_1 + \sigma_{rv} C_v F_1}{\sigma_1} - C_v \quad (A-21)$$

4 粘弾性定数の計算例

4-1 実験方法と結果

図-3, 4に粘弾性定数を求めるために行った実験の結果³⁾を示す。実験は、練返し再圧密した過圧密粘土の排水三軸圧縮試験で、粘土の過圧密状態は次のようにして得る。

まず $p = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の圧力で24時間の等方圧密を行

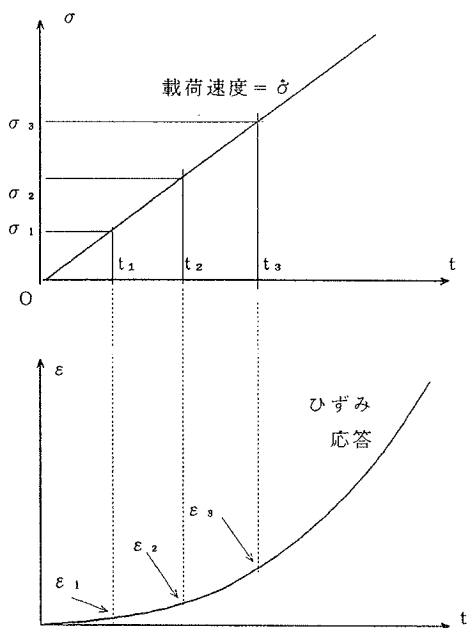


図-2 漸増載荷とその応答ひずみ

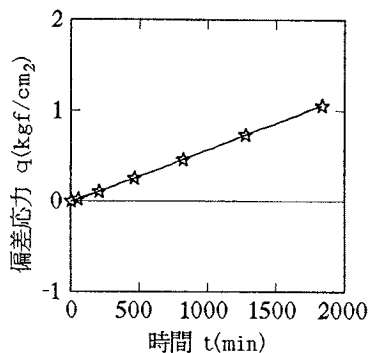


図-3(a) 時間～偏差応力関係

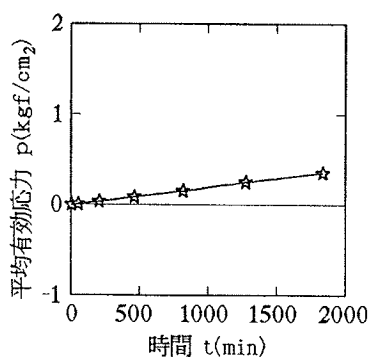


図-4(a) 時間～有効平均応力関係

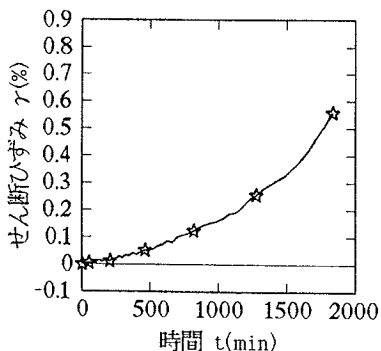


図-3(b) 時間～せん断ひずみ関係

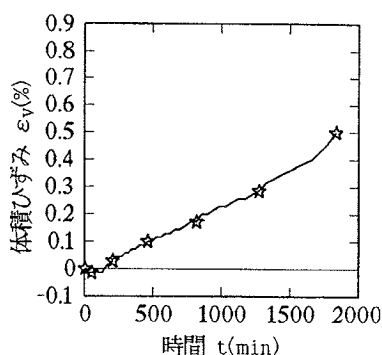


図-4(b) 時間～体積ひずみ関係

い、正規圧密状態の粘土を作る。次にこれを線形漸増
 載荷方式で $q = 0.93 \text{ kgf/cm}^2$ まで排水せん断し、その
 応力状態を保って24時間放置する（クリープ試験）。
 次に側圧一定で等方応力状態まで除荷し、再び24時間
 放置する。この除荷によって粘土は過圧密状態となり、
 鉛直応力 σ_v で定義される過圧密比は $OCR = 1.91$ と
 なる。

今回の実験では、この過圧密状態を粘弾性定数決定
 のための基準状態とする。基準状態にある過圧密粘土
 に対して線形漸増載荷を行う。

図-3 (a), 4 (a) は、この時の時間～荷重関係を、
 図3 (b), 4 (b) は、ひずみ応答を示している。ひずみ
 の応答曲線の中で降伏応力以下の範囲内が粘弾性定数
 決定のために使われる。またせん断変形に関する粘弾
 性定数は図3 (b) から、体積変形に関する粘弾性定数
 は図4 (b) から得られる。

4-2 粘弾性定数の計算例

3節で述べた解析解とこの実験結果を利用して、3
 要素一般化Voigtモデルのせん断変形に関する粘弾性
 定数を求めてみる。

図3 (b) において、ある適当な時間 t_1 を選び出し、
 その2倍の時間を t_2 、3倍を t_3 とする。その各時刻
 に対応するせん断ひずみ $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ を読み取る。
 このようにして得たデータの一例を表-1に示す。

表-1 時間～せん断ひずみ

時間(min)	せん断ひずみ(%)
$t_1 = 197.4$	$\gamma_1 = 0.042$
$t_2 = 394.8$	$\gamma_2 = 0.086$
$t_3 = 592.2$	$\gamma_3 = 0.141$

これらの値を式(A-18)に代入し、その3次式を解いて、

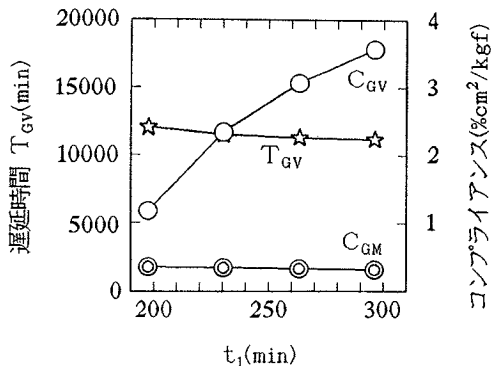


図-5 せん断変形に関する粘弾性定数

$E(t_1) = 0.9837$ を得る。したがって、式(A-19) からVoigt要素の遅延時間 T_v は、

$$T_v = 12000 \text{ min}$$

となる。以下式(A-20), (A-21) からせん断変形に対す
 るコンプライアンス $C_{gv} = 1.18$, $C_{gm} = 0.361 (\% \text{ cm}^2 / \text{ kgf})$ が求められる。また

$$G = \frac{1}{3 (C_{gv} + C_{gm})} \quad (\text{A-22})$$

より、粘土のせん断弾性係数は $G = 21.7 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

このようにして計算される粘弾性定数は、 t_1 の選
 び方によって多少変わる。その様子を図5に示す。

同様にして体積変形に対する粘弾性定数も計算でき、
 得られた結果を図6に示す。

5 あとがき

粘土の時間依存性挙動を表す一般化Voigtモデルの
 粘弾性定数を合理的に求める方法として、線形漸増載
 荷方式による排水三軸圧縮試験の利用について考察し
 た。

漸増載荷によるひずみ応答の解析解を導き、これを
 応用して、粘弾性定数を決定する手法を開発した。ま
 た過圧密粘土の漸増載荷試験を行い、この手法を適用
 して粘土の粘弾性定数を求める例を紹介した。

参考文献

- 1) 山田嘉昭, "塑性・粘弾性", 培風館
- 2) 原久夫(1993), "一般化Voigtモデルによる粘土の
 粘弾塑性構成式とその適用性について", 琉球大学工
 学部紀要46号, pp85-104
- 3) 宮原他(1993), "静的な繰返し排水せん断におけ
 る島尻粘土の変形特性", 第6回沖縄土質工学研究発
 表会概要集

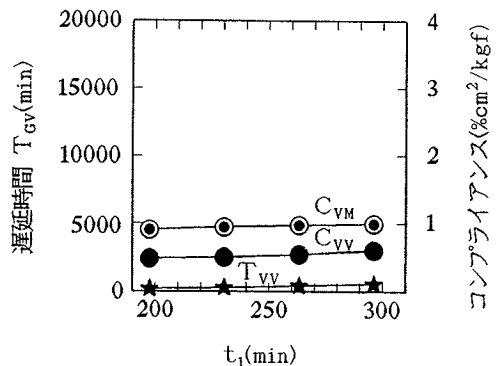


図-6 体積変形に関する粘弾性定数

21 液状化試験におけるメンブレンペネトレーションの影響

琉球大学工学部 ○水田 和宏
加藤 進
許 光 瑞 (故)

1. はじめに

三軸装置を用いた飽和砂の液状化試験において、供試体内へのメンブレンの貫入は液状化に必要なせん断応力を過大に評価することが知られている。このメンブレンの貫入の影響を考慮した液状化強度の評価方法¹⁾²⁾も提案されているが、必ずしも正確な評価が行われているわけでは無いように思われる。著者らはメンブレン貫入量の簡易的な評価方法³⁾を提案しているが、これを液状化試験におけるメンブレン貫入の影響を補正するために適用してみた。ここではこの結果について報告する。

2. 実験概要

試料は豊浦標準砂 ($G_s=2.64$, $e_{max}=0.970$, $e_{min}=0.610$) を用い、動的中空ねじり三軸装置により、表-1に示すケースについて実験を行った。供試体は外径10cm, 内径6cm, 高さ10cmの円筒形である。突き固め法により相対密度約20%の供試体を作製した。B値96%以上とした。実験は0.5Hzの正弦波による応力制御で行った。また、他に等方圧縮試験(載荷・除荷)を、各拘束圧について行った。

3. 液状化強度の補正方法

過剰間隙水圧を補正し、液状化に至る繰返し回数を修正することにより、液状化強度を補正する。非排水せん断時の体積変化を次のように考えて、間隙水圧の補正を行った。

①メンブレンの貫入が無い場合

$$\Delta V_w = \Delta V_c - \Delta V_D \quad (1)$$

②メンブレンの貫入が有る場合

$$\Delta V_w' = \Delta V_c' - \Delta V_D' - \Delta V_M \quad (2)$$

ここで、 ΔV_w , $\Delta V_w'$: 間隙水の体積変化

ΔV_c , $\Delta V_c'$: 繰返しせん断による体積収縮

ΔV_D , $\Delta V_D'$: 拘束圧の低下に伴った体積膨張

ΔV_M : 貫入したメンブレンの復元

$\Delta V_c = \Delta V_c'$ の条件において、式(1)と式(2)の差をとり、 $\Delta V_w = \Delta V_w'$ を考慮して整理すると、

$$\Delta V_D = \Delta V_D' + \Delta V_M \quad (3)$$

この体積変化 ΔV_D に対応した拘束圧の変化を、真の過剰間隙水圧 Δu と考える。

表-1 実験シリーズ

No.	σ_c' (kgf/cm ²)	$e_{0.2}$	e_0	τ_d/σ_c'
T-19	0.50	0.898	0.894	0.130
T-20		0.895	0.892	0.104
T-21		0.898	0.894	0.144
T-23	1.00	0.882	0.872	0.124
T-25		0.895	0.886	0.106
T-26		0.888	0.879	0.086
T-29	2.00	0.899	0.880	0.121
T-31		0.898	0.880	0.102
T-32		0.895	0.876	0.092

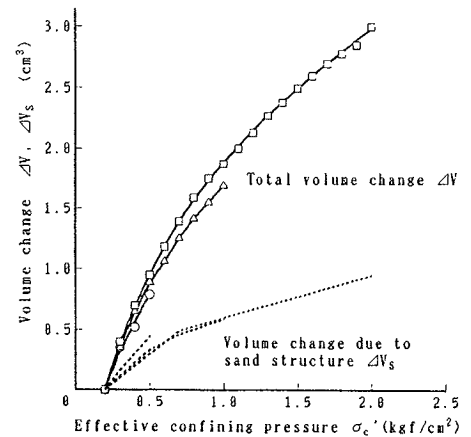


図-1 等方圧縮試験結果

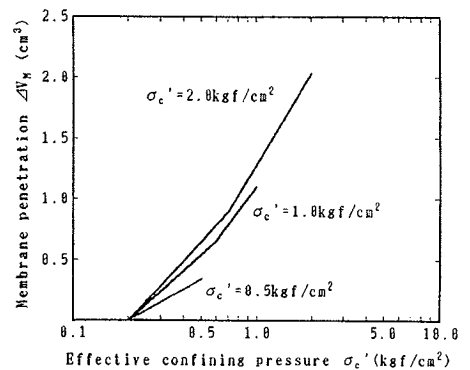


図-2 メンブレンの貫入量と拘束圧の関係

4. 実験結果および考察

(1). 等方圧縮試験結果

除荷時における供試体の体積変化を図-1に○△□印で示す。この結果に著者らの考案したメンブレン貫入量の評価方法を適用し、得られた供試体の真の体積変化を図-1に破線で、メンブレン貫入量を図-2にそれぞれ示した。なお、図-1の実線はこれらの計算結果の和を表している。

(2). 間隙水圧の補正

計測された過剰間隙水圧 $\Delta u'$ による拘束圧の減少分に対応した体積膨張 $\Delta V_D'$ と、メンブレンの復元量 ΔV_M を図-1と図-2より求める。その和 ΔV_D に対応した拘束圧の変化を図-1より求め、真の過剰間隙水圧 Δu を算定する。このようにして、実験より得られた間隙水圧の変化を補正した一例を図-3に示す。間隙水圧が急激に増加する部分については、実験結果をそのままスライドさせた。

(3). 液状化強度と拘束圧の関係

液状化に必要な応力比 τ_d/σ_c' と繰返し回数の関係を図-4に白印で示す。前述の方法により間隙水圧を補正した結果が、黒印である。実験を始める前に初期せん断応力 τ_1 が作用してしまったケースもあったので、結果が若干ばらついている。そこで、次式によってせん断応力を補正した場合を図-5に示す。

$$(\tau_d'/\sigma_c')^2 = (\tau_d/\sigma_c')^2 + (\tau_1/\sigma_c')^2 \quad (4)$$

この図より液状化回数10回における応力比を求め、拘束圧との関係を示したのが図-6である。拘束圧が0.5kgf/cm²の場合、メンブレンの貫入の影響を補正することによる応力比の減少は5%弱であるのに対して、1.0 kgf/cm²以上では12%前後の減少を示している。これは拘束圧0.5kgf/cm²から1.0kgf/cm²の間に体積圧縮係数に変化点があることに関連していると思われる。

5. まとめ

液状化強度におけるメンブレン貫入の影響を補正した結果、拘束圧により強度低下の割合が異なることが分かった。このことは砂の種類および密度によってもメンブレン貫入の影響の割合が異なることを示していると考えられる。

[参考文献] 1). Martin, et al. (1978): Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT4, pp. 463~479. 2). Lade, et al. (1977): Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT2, pp. 109~125. 3). 許, 他 (1993): 琉球大学工学部紀要45号, pp. 41~47.

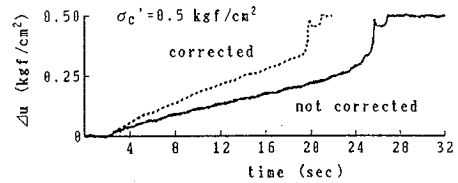


図-3 過剰間隙水圧の変化

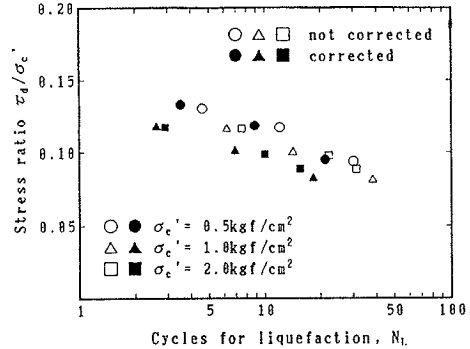


図-4 液状化に必要な応力比と繰返し回数の関係

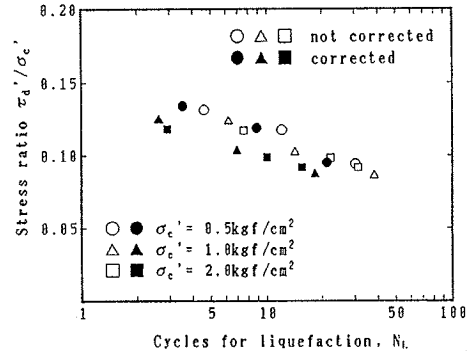


図-5 液状化に必要な応力比と繰返し回数の関係
(初期せん断応力を考慮した場合)

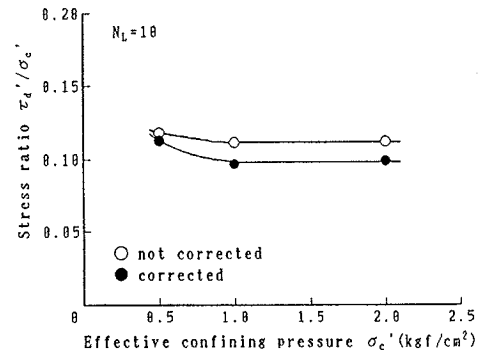


図-6 液状化強度と拘束圧の関係

土質工学研究発表会 実行委員

会長	上原 方成	琉球大学工学部
副会長	新城 俊也	琉球大学農学部
	宜保 清一	琉球大学農学部
委員	加藤 進	琉球大学工学部
	喜納 源太	岡三興業(株)
	金城 正幸	(株)沖縄建設技研
	崎浜 秀治	上城技術情報(株)
	下地 康之	(株)ソイル開発
	新垣 健二	(株)沖縄建設技研
	砂川 徹男	(株)沖縄建設技研
	平良 聡	(株)沖技
	田代 潔	大晋建設(株)
	多和田 真忠	沖縄県
	原 久夫	琉球大学工学部
	照屋 尚彦	浦添市
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	吉沢 光三	清光研究所
	与那嶺 肇	(株)大富建設コンサルタント

広 告 目 次

会 社 名

(株)朝日建設コンサルタント	1
(株)アジア測量設計	1
(株)あすもり建設コンサルタント	1
(株)岩下建技コンサルタント	2
(株)大城組	2
(株)大富建設コンサルタント	2
資大野産業	3
(有)大久組	3
応用地質(株)	3
岡三興業(株)	4
(株)沖技	4
(株)沖縄維持開発	4
(株)沖縄環境興発	5
沖縄基礎(株)	5
資沖土質コンサルタント	5
(株)沖縄建工	6
(株)沖縄建設技研	6
(株)沖縄土木設計コンサルタント	6
(株)沖縄物理探査	7
(株)オモト建設コンサルタント	7
岩水開発(株)	7
(株)カルシード	8
錦城護謨(株)	8
(株)協和建設コンサルタント	8
(有)グリッド商事	9
(株)鴻池組	9
(株)國場組	9
(株)芝岩エンジニアリング	10
上城技術情報(株)	10
(株)城南設計コンサルタント	10
(株)誠研舎	11
(有)清光研究所	11
(株)ソイル開発	11
(株)大栄組	12
(株)大東エンジニアリング	12
(株)中央建設コンサルタント	12
南西プラント工業(株)	13
(株)日興建設コンサルタント	13
日本深層地盤改良協会沖縄支部	13
不動建設	14
(有)ホープ設計	14
三井石化産資(株)	14
(有)琉球公共基礎	15
琉球セメント(株)	15
琉建設計(株)	15

土木 { 企画・調査・測量・設計・土質調査
施 工 管 理 業 務 全 般



株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役 友 利 徹 夫
専務取締役 島 田 信 明
取締役営業部長 比 嘉 武 光
取締役測量部長 大 島 大 山

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎ (098)877-9110

FAX (098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

◆測量全般 ◆都市計画 ◆区画整理
◆土木設計 ◆上下水道 ◆農業土木
◆補償業務 ◆土質調査 ◆施工管理



株式会社 アジア測量設計

代表取締役 松 川 清 康
常務取締役 親 川 勇
常務取締役 具志堅 古 明

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

電 話 (098)877-6738 (代表)

FAX (098)879-6607

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



株式会社 あすもり建設コンサルタント

代表取締役 宜名真 吉 弘

本 社／浦添市伊祖1丁目21番2-301号

☎(098)879-1366・FAX (098)879-1363



土木・農業土木・調査、測量、計画
設計・土質・地質調査・施工監理

株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地 巖 取締役常務 下地 清雄
取締役専務 仲本 政功 取締役土質部長 長堂 嘉光

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字前田1529-1
☎(098)879-6489(代)・FAX(098)877-0478
宮古営業所 〒906 沖縄県平良市下里1338-2
☎(09807)2-6906



株式会社 大城組

代表取締役社長 大城 武男
代表取締役専務 上原 和雄

本社 社/沖縄県浦添市勢理客322番地
〒901-21 ☎(098)877-3625
東京事務所/東京都千代田区平河町1丁目8番2号
山京半蔵門パレス302号室
〒102 ☎(03)3237-0813



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役 玉那覇 定 富 取締役 宮 城 宥
専務取締役 上 原 武 雄 取締役 与那嶺 肇
常務取締役 宮 田 旭 取締役 比 嘉 一 郎
設計部長 土質部長 測量部長

本社/〒901-21 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (098)877-8221(代表)
FAX (098)877-8260

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。


「粒調新路盤材」 下層路盤材／ホワイトコーラル(C-40) 製造販売
上層路盤材／ホワイトコーラル(M-40)

 **資 大 野 産 業**
合 会 社

代表者 当 野 幸 盛

本 社 南風原町字新川345番地 ☎098-889-4303(代)
たから工場 東風平町字高良267-2番地 ☎098-998-3065(代)

特殊技術で県土を築く総合建設業

 **有 大 久 組**
限 会 社

代表取締役 大 城 光 久
工 事 部 長 照 屋 馨

本 社：浦添市勢理客555番地の2
☎(098)876-5680
FAX(098)876-9656
那覇営業所：那覇市港町2丁目2番地の3
☎(098)868-5180

営 業 種 目

地 質 調 査 ・ 環 境 調 査 ・ 災 害 調 査
災 害 対 策 工 事 ・ 測 量 ・ 設 計 ・ 施 工 管 理
維 持 管 理 ・ 計 測 機 器 の 開 発 及 び 販 売

 **応用地質株式会社**

九州支社長 入 佐 純 治
沖縄営業所長 吉 田 祥 一

本 社：東京都千代田区九段北4-2-6 ☎03-3234-0811
九 州 支 社：福岡市南区井尻2-21-36 ☎092-591-1840
沖縄営業所：沖縄県浦添市伊祖1-32-8 ☎098-879-4956

土木資材、新工法のパイオニア

岡三興業株式会社 沖縄営業所

所 長 瀬 頭

〒900 那覇市久茂地 2 丁目9-7 住友生命那覇久茂地ビル6F

☎098-862-6280 FAX098-862-6251

【景観商品】

- ・ロッキーステージ(人工岩)
- ・モニュメント
- ・サニーウッドハイコン(永久自然木)
- ・セラミックタイル

【盛土工法】

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

【その他】

- ・パットパットゴルフ
- ・ホタルストーン(浄水石)
- ・防水シート・排水材
- ・ライナープレート

営 業 種 目

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工監理業務



株式会社 沖 技

代表取締役社長 小波蔵 政 良
代表取締役専務 比 嘉 龍三郎
常 務 取 締 役 兼 城 昇

事 務 所：浦添市屋富祖 3 丁目33番 3 号 (山城ビル2F)

土質試験室：浦添市屋富祖 3 丁目33番 3 号 (山城ビル1F)

電 話 (098) 878-6575(代)

FAX (098) 876-7408

一 般 ・ 土 木 工 事
交 通 安 全 対 策 工 事
土 木 建 設 資 材 販 売 業

株式 会社 沖 縄 維 持 開 発

代表取締役 外 間 安 洋

本 社 〒902 沖縄県那覇市字真地 169-1

電 話 (098) 889-0391(代)

FAX (098) 889-0393

事業本部 〒901-22 宜野湾市字我如古 2 丁目36番 15号

電 話 (098) 898-8333(代)

FAX (098) 898-8334



〈道路事業部〉

交通安全施設工事
道路標識、その他標識
道路区画線及び塗装工事
土木工事全般

〈環境事業部〉

路面及び側溝掃除
上水道管更生工事
下水道管路維持管理

株式会社

沖縄環境興発

代表取締役 西平守光

本社 那覇市首里石嶺町1-161-4 ☎ (098)885-4567
中部事業所 宜野湾市野嵩1-5-18 ☎ (098)892-8039
FAX (098)892-4567

☆☆☆営業種目☆☆☆

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

沖縄基礎株式会社

代表取締役 金城善美
専務取締役 米藏敏博
常務取締役 宮城政義

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

営業種目

建設コンサルタント業務・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 沖縄土質コンサルタント

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

代表者 大底隆一
常務 知名朝盛

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

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



株式
会社

沖 縄 建 工

代表取締役 伊 保 みね子

本 社 〒900 沖縄県那覇市字泊3-1-19
TEL (098) 869-8878
FAX (098) 869-8879
南部営業所 〒901-03 沖縄県糸満市阿波根635
TEL (098) 994-6602

～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
技 術 士
専 務 取 締 役 富 田 清
取 締 役 金 城 真 明
取 締 役 栗 国 明

〒901-21 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

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

営業種目 { 測量全般・土質および基礎・河川・砂防
および海岸・港湾および漁港・道路・上水
道および下水道・農業土木・その他建設
工事に関する調査・計画・設計および管理



株式
会社

沖 縄 土 木 設 計 コ ン サ ル タ ン ト

取 締 役 会 長 宮 里 安 雄
代表取締役社長 比 嘉 弘 政

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

磁気探査・地質・海洋調査・測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(3)－13320号
沖縄県磁気探査事業協同組合員

代表取締役 平 良 恒 男

〒900 沖縄県那覇市字楚辺257番地7

電話 (098)834-4547(代)

FAX (098)833-1319

営業種目

測量業・地質調査業

建設コンサルタント

鉄筋コンクリート構造物の塩害調査



株式会社

オモト建設コンサルタント

測量業登録第(4)－9047号

建築業登録第 293－727

代表取締役 成 底 弘 敏

取締役支店長 唐 真 清 原

本 社 〒900 那覇市字天久816番地

電話 098(863)6782・6783

FAX 098(861)3830

八重山支店 〒907 石垣市字新川155-14番地

電話 09808(2)2743

FAX 09808(3)1138

営業種目

- 各種推進工事 小口径管推進・泥水シールド・刃口推進
- 薬液注入工事(PAT)瞬結型・乳液型・懸濁型・溶液型
- 地盤改良工事(PAT)SSS-G・セミパイル(家屋・ビルの基礎地盤)
- 調査・設計・施工 土質及び地質調査・注入工事の設計・施工
- 注入材料の販売 岩水3号・6号・マイクロメント・瞬結剤



岩水開発株式会社

沖縄営業所長 長 嶺 修

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

(マチダビル5階) FAX (098)869-1080

石灰、セメント系地盤改良材 **グリーンライム**

盛土補強、地盤安定用ジオグリット
発泡スチールブロック軽量盛土工法

テンサー
EPS土木工法
(三菱油化製品特約店)

平成2年11月1日より社名変更

株式会社 カルシード

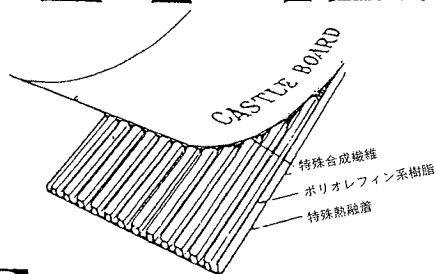
(旧社名・日本石灰工業株式会社)

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

本 社／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL08375 (2) 0002
連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL098 (862) 2321
(沖縄産業㈱建材部)

プラスチックドレーン工法

キャストスルボード



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 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321～9
東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目33番地8号
TEL 03(433)2631～3(新橋SSビル)

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

営 業 種 目

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



**株式
会社**

協和建設コンサルタント

代表取締役 東 江 憲 六
専務取締役 謝 花 善 昭
常務取締役 島 袋 定 雄
取 締 役 宮 城 吉 夫
土 質 部 長 仲 村 起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098)879-5016

取 扱 い 品 目

TensarTM テンサー
FROM NETLON® 新ジオグリッド

急勾配盛土工法

※暗渠パイプ ※ネトロン・ネオドレーン・ネオカルドレーン・スパイラル管・スーパ管
※板状排水材 カルドレーン ※布状排水材 タフネル
※深層改良材 タフネルドレーン

三井石化産資(株) 総代理店

(有) グリッド商事

〒900 那覇市曙2丁目22番16 (協進ビル5F)

電 話 (098)863-5710

F A X (098)863-5718



株式会社

鴻池組

取締役社長 鴻池 一 季

沖縄営業所長 牛 尾 弘 行

本 社／大阪市中央区北久宝寺町3丁目6番1号

☎ 06 (244) 3500

沖縄営業所／那覇市安里102番地 (日生安里ビル)

☎ 098 (868) 1914

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式
会社

國場組

KOKUBA-GUMI CO., LTD.

代表取締役社長 國 場 幸 治

本 社：〒900 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号(國場ビル)

TEL (098)862-0311(代表) FAX(098)863-7989

より快適・安全な

環境（土木空間）をデザインする

株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役 上 地 竹 芝 専務取締役 与 那 覇 強

本 社 〒901-21 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎098(879)4325(代)
那覇支店 〒900 那覇市上間236番地 ☎098(854)4181

文明を創造する技術のネットワーク

上城技術情報株式会社

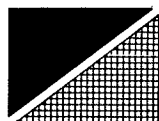
建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

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

自然……人類とのふれあい・調和。

建設コンサルタント：建設大臣登録 建3第4724号
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923号
測量設計・建設大臣登録 第(I)-14307号
土地家屋調査士事務所：登録 第302号



株式会社 城南設計コンサルタント

代表取締役 大 城 克 彦

本社：〒904-04 沖縄県恩納村字富着1569 TEL098(964)2642
那覇営業所：那覇市首里石嶺町3-150-1 TEL098(884)2540
中部営業所：沖縄市比屋根1081-3(沖縄経営サポート内) TEL098(932)1221
名護営業所：名護市字名護1280-1 TEL0980(54)0476

営 業 品 目

土質・地質 力学試験機総合製造販売・研究設計
土の物理試験・一軸圧縮試験機・三軸圧縮試験機
せん断試験機・圧密試験機・コアキャッチャー
式サンドサンプラー



株式会社

誠 研 舎

代表取締役 伊 藤 政 雄

〒110 東京都台東区東上野 1-28-5

電 話 (03) 3834-4201

FAX (03) 3834-0825

地盤・都市災害・地盤改良（計画・調査・設計）

都市廃棄物処理に関する調査・計画・設計

制御システム及びソフトの開発



有限
会社

清 光 研 究 所

代表者 吉 沢 光 三

〒901-21 沖縄県浦添市仲間50-3

TEL 098(877) 4859

FAX 098(877) 6445

技術と信頼で、未来を築きます。

◇ 営 業 種 目 ◇

地すべり対策工事・各種アンカー工事
土質調査・さく井工事・グラウト工事
一般土木・建築工事・吹付け工事
調査・設計・地盤改良工事



株式会社 ソイル開発

代表取締役社長 下 地 康 之

沖縄県浦添市字経塚 179 番地の2

電話 098-878-5960

◆より豊かな県づくりに寄与する◆

総合建設業



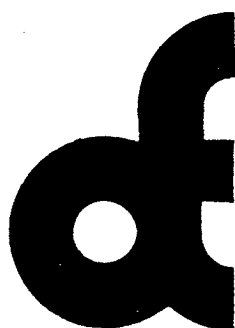
株式会社 大 栄 組

代表取締役 大 城 栄 信 取締役副社長 大 嶺 永 夫

■ 本 社 〒901-21 浦添市字勢理客555番地-2 ☎ 877-8556(代) FAX 876-5664

■ 北部営業所 〒905 名護市字世富慶415番地 ☎ (0980)52-1570

確かな手応えを未来へ—



株式会社
大東エンジニアリング

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

代表取締役社長

大 城 榮 篤

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市字勢理客555-2
TEL 098-878-1381 FAX 098-876-0793
北部営業所 TEL 0980-52-6341

■ 営 業 種 目 ■

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



株式
会社

中央建設コンサルタント

代表取締役	砂	川	晃	章
専務取締役	砂	川	昌	逸
常務取締役	比	嘉	定	喜
取 締 役	友	利	和	夫
取 締 役	天	久	武	志
監 査 役	砂	川	武	光

〒901-21 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号 ☎ (098)877-4390(代) FAX (098)876-2661

南西プラント工業株式会社

代表取締役 木 村 義 明

〒900

沖縄県那覇市字天久902番地

電話 098(868)2656 FAX 098(863)1659

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



株式
会社

日 興

建設コンサルタント

代表取締役 砂 川 恵 常

本 社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号

電 話 (098)877-1667(代)

FAX (098)877-0914番

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差
した地盤改良工法の確立を目指す。

日本深層地盤改良協会 沖縄支部

支部長 福 田 利 夫

沖縄県浦添市勢理客555-2

TEL 098(879)6710(代表)

—技術と誠実で奉仕する—



不動建設

取締役社長 式 村 健

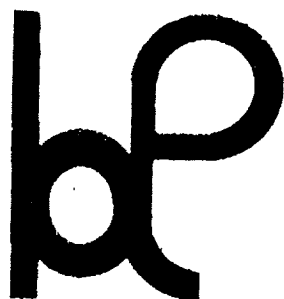
沖縄営業所長 徳 田 安 明

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3837-6037

大阪本社／大阪府中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06) 201-1121

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

大地に希望を架ける



有限会社 **ホープ設計**

測量全般・土質調査・一般土木・橋梁
地滑り防止対策・港湾・漁港
都市計画・上下水道・システム開発

代表取締役

高 嶺 哲 夫

〒901-21

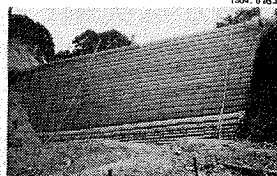
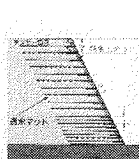
沖縄県浦添市字経塚 1 7 9 の 2

☎098-874-5733 FAX098-879-8351

デザイン

● 熊本 九州自動車道

1984.8竣工



三井石化産資株式会社

福岡営業所 〒810 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX (092)752-0769

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

☎(098)868-5672 FAX (098)864-1336

地質・土質調査・土質試験・磁気探査・地回り対策工事

有限会社 琉球公共基礎

〒901-13

本社 沖縄県島尻郡与那原町字与那原 2 3 1 9 - 1

研究室 沖縄県島尻郡与那原町字与那原 2 3 1 9 - 2

本社事務所 電話 098(946)4587

FAX 098(946)0995

郷土の資源で



郷土をつくる

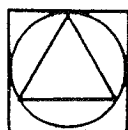
琉球セメント株式会社

代表取締役社長 宮里俊一

本社 浦添市西洲2丁目2番地2
☎(098) 870-1080(代)

北部事業所 名護市字安和1008番地
☎(0980) 53-8311(代)

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



琉建設計株式会社

代表取締役社長 瑞慶覧 穎

代表取締役専務 安室 雅夫

取締役設計部長 国吉 健

沖縄県浦添市字沢岬1403番地の1 (琉信レジデンスたくし1階)

TEL (098) 877-2622 FAX (098) 877-7297

表紙写真説明

西表島の西部、白浜に位置する西表トンネル。

西表島は、沖縄本島に次ぐ大きな島で、ほとんどを山岳がしめており、その90%以上が、熱帯、亜熱帯の原生林におおわれ日本最後の秘境といわれています。

西表トンネルは、島の経済、生活を支える県道白浜南風見線の一部にあたります。白浜・美田良間は、これまで豪雨や台風時にはたびたび崖崩れのため通行不能となり、早急な改善が求められていましたが、貴重な自然を守りながら改良する最良の方法としてトンネルが計画されました。(平成5年1月開通)

西表トンネル区間に分布する地質は、今から200万年前の新第三紀中新生に形成された八重山群西表層で、砂岩と頁岩の互層からなり、ほぼ水平に分布しています。

工事は、地山が本来もっている支持力を有効に活用するNATM工法が採用され、また、坑門には、世界的に有名な西表ヤマネコがデザインされました。

写真提供：沖縄県土木建築部

第六回 沖縄県土質工学研究発表会

講演概要集

1993年11月25日発行

編集 第六回沖縄県土質工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄県土質工学研究会
〒903-01 沖縄県西原町字上原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL(098)895-2221 (内線2743)

印刷 株式会社 アシスト
〒901-11 南風原町字兼城577
(沖縄印刷団地内)
TEL(098)889-6100・1443