

第三回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集



1990年11月13日

沖縄土質工学会

第三回 沖縄土質工学研究発表会開催にあたって

沖縄土質工学研究発表会副会長
琉球大学 教授 新城 俊也

沖縄に近代的な土質工学の技術が導入されたのは戦後米軍によってである。基地施設、滑走路、道路建設には建設機械を投入し、室内試験と現場試験に基づく徹底した現場施工管理が実施されたようである。これらの機械化施工と土質試験はその後日本各地の米軍基地建設を通して戦後のわが国の土質基礎の分野に広く普及している。

当時、沖縄の土質を対象に、比重計を用いた粒度試験、最適含水比を導入した締め固め試験、CBR試験、平板載荷試験、コーン現場貫入試験などの土質試験が実施されたであろうことは容易に想像できる。基地建設工事には地元の技術者も従事するようになり、建設機械のオペレータ、土質試験や施工管理手法を吸収した技術者が育ち、戦後から復帰にかけて沖縄における土質部門の調査、設計、施工業務を担った。その間の技術の確立の一つにコーラルリーフロックを用いた舗装路盤の施工管理手法が挙げられよう。また、食料増産のため灌漑用の土堰堤も多く築造され、土工技術も蓄積されたようである。1960年代にはチェボタリオフが沖縄周辺の埋立可能地調査において沿岸の地盤特性についてコンサルタントの立場からコメントしている。また、わが国では碎石コンクリートの研究と普及が行なわれたのはやはり1960年代であるが、その頃沖縄では碎石の使用が一般的であったと思う。基地工事、民政府、米系企業によりアメリカの土質基礎技術が普及し蓄積された時代である。

復帰後の数年は沖縄の土質をわが国の諸基準、指針に適合させる必要からこれまでの技術に混乱があったように思う。その後調査研究が進展し、現在は沖縄の土質特性を考慮した基準、指針作りの方向にある。

ところで、土は風土の産物であるから、それを工学的に取り扱う技術も地域性に強いものである。琉球石灰岩、さんご礁地盤、国頭マージなどは亜熱帯、島嶼性環境下にある沖縄地方独特の土質であり、これらの地盤特性は強い降雨強度と太陽エネルギーの気象条件と併せてそこに携わったことのない人には理解が容易でない。そこに派生する、琉球石灰岩あるいはさんご礁における基礎工事の問題、粘質系の風化残積土における土工と赤土流出の問題などは沖縄に

住む人でないと解決できないことが多い。それに携わる技術者は、設計、施工法、防災対策など、長年の経験とそれに根ざしたひらめきをもってそれらの問題に適切に対応しており、その技術力に感心することが多い。残念なことは復帰以前の蓄積を含め、それらの技術に磨きかけられることなく、限られた範囲で職人的に受け継がれていることである。

この研究会も第3回を迎えることになった。まだ発足して日の浅い会であるが、この研究会がこれまで蓄積してきた多くの技術のノウハウに工学的見地から磨きをかけるきっかけとなれば幸いである。磨きのかかった技術の普及にはこの研究会を利用していただけを希望する次第である。

目 次

1. 砂のせん断抵抗角に関する一考察	1
その1：三軸圧縮試験結果	
(琉球大学：許 光瑞, 加藤 進, 田仲 恵美)	
2. 砂のせん断抵抗角に関する一考察	3
その2：単純せん断試験結果	
(琉球大学：加藤 進, 許 光瑞, 田仲 恵美)	
3. 島尻海成粘土の急速圧密	5
(㈱沖縄技術コンサルタント：吉沢光三, 平良 聡)	
4. 実測沈下曲線による種々の沈下予測法の適用性について	9
(琉球大学工学部：原 久夫)	
5. 那覇市地盤情報のデータベース化について	13
(琉球大学工学部土木工学科：	
石垣 里彦, 久野 聡, 上原 方成, 原 久夫)	
6. 鏡原高架橋における島尻層泥岩を支持層とした鋼管杭の根入	17
れについて	
(南部国道事務所：工務課長：緒方 良一,	
監督官：饒波 正史, 技 官：大城 照彦)	
7. 構造物基礎の支持層としての新里層泥岩の地盤特性	21
(㈱中央建設コンサルタント：砂川 昌逸, 伊野波 盛義)	
8. 名護横断道路1号橋の深礎杭の設計について	25
(北部国道事務所：金堀 賢司, 当山 全浩)	
9. 深層混合工法による建築基礎工事の施工例	29
(日本深層地盤改良協会沖縄支部：福田 利夫	
有限会社 大 久 組：照屋 馨)	

10. 多数アンカー式擁壁工法による擁壁・土留めの設計と施工	31
(城辺町役場：島尻 敏男, 岡三興業(株)：丸山 健吉, 菊池信夫, 小溝 明宏)	
11. ジオグリッドを用いた山間地道路盛土の設計と施工	35
(石川市役所：新垣 勇誓 (株)八代エンジニアリング：久高 勉 三井石化産資(株)：木下 栄治, 末石 辰広)	
12. 三成分コーン試験による海底地盤特性の把握	37
(沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課： 古川 正美, 中野敏彦) (沖縄総合事務局那覇港工事事務所： 前原 弘海, 生巢 武)	
13. 琉球石灰岩の路盤材料としての特性（試験舗装追跡調査）	41
(財)沖縄県建設技術センター： 平良 勝則, 宮城 武敏, 松島 良成, 安田 隆)	
14. コンクリート再生路盤材料の現場利用について（中間報告）	43
(沖縄県建設技術センター試験研究部： 平良 勝則, 宮城 武敏, 安田 隆, 松島 良成)	
15. 国頭マージにおける切土法面勾配について	47
(北部ダム事務所：松隈 宣明, 仲里 純勇, 松本 治男)	
16. 国頭まあじの法面崩壊について	51
(琉球大学工学部土木工学科： 徳元 秀光, 重村 将, 上原 方成, 原 久夫)	

1. 砂のせん断抵抗角に関する一考察

その1：三軸圧縮試験結果

琉球大学 ○許 光瑞、加藤 進、田仲 恵美

まえがき

砂の粒子間摩擦角および砂粒子の強度は供試体のせん断強度を決定する重要な因子と考えられるし、これらは砂の圧縮特性とも関係していると思われる。また、松岡ら¹⁾によって、等方圧縮特性とせん断変形特性（初期の変形特性）に強い相関があることが報告されている。そこで、砂の圧縮特性から砂供試体のせん断強度を推定することが可能ではないかと考え、豊浦標準砂の三軸圧縮試験結果について、等方圧密（等方圧縮）時の間隙比の変化とせん断強度との関係を整理した。その結果、砂の圧縮特性からせん断抵抗角を、 1° 未満の誤差範囲で推定することが出来た。

1. 粒子間摩擦角について

排水せん断試験から得られたせん断抵抗角 ϕ_d は、粒子間摩擦角、インターロッキング、ダイレイタンシーの3つの成分からなる。このうち、初めの2成分の和は一般に、体積変化の無い状態で発揮される摩擦角と考えられている。3つの成分が互いに影響しあっていることを考えると、このように明確に分離するには無理があるように思われる。図-1に、せん断中にモービライズされたせん断抵抗角 ϕ_{dm} と粒子間摩擦角 ϕ_μ の関係の一例を示す。ここで、 ϕ_μ は次に示すRowe(1962)の応カーダイレイタンシー式より得られた粒子間摩擦角である。

$$\sigma_1 / \sigma_3 = (1 + d\varepsilon_v / d\varepsilon_1) \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi_\mu / 2)$$

図において、 $n_1 \sim n_2$ 間におけるダイレイタンシーの変化はほとんど無く、せん断抵抗角の増加は粒子間摩擦角の変化によって生じている。 $n_2 \sim n_3$ 間ではダイレイタンシーの増加に伴って、せん断抵抗角の増加と粒子間摩擦角の減少が生じて

いる。 $n_2 \sim n_3$ 間におけるダイレイタンシーの増加の内、粒子間摩擦角の減少に置き変わる分はダイレイタンシー角に含めず、せん断抵抗角の増加に直接寄与する分のみをダイレイタンシー角とすることが、ダイレイタンシー角の妥当な定義であるように思われる。そこで、新たに軸OQ、軸OPを考え、軸OQに投影される値 X_1 をダイレイタンシー角 ϕ_D 、軸OPに投影される値 X_2 をインターロッキングを含む粒子間摩擦角 ϕ_r と定義する。

2. 実験概要

本研究に用いた試験結果は標準型の三軸圧縮試験機によるものである。試料は豊浦標準砂を $74\mu\text{m}$ のフルイで水洗いして用いた。土粒子比重 G_s は2.65、均等係数 U_c は1.57である。供試体は直径5cm、高さ12.5cmで、気乾砂を用いて多重フルイ法により作成した。供試体セット時の拘束圧は $\sigma_o = 0.2\text{kgf/cm}^2$ とし、軸ヒズミ毎分1%の速度で表-1に示すシリーズについて、排水三軸圧縮試験（側圧一定）を行った。ゴムスリーブは厚さ0.2mmのものを使用した。供試体の上下端部には端面摩擦軽減層（0.2mm厚のゴム膜とグリース層）を設けた。

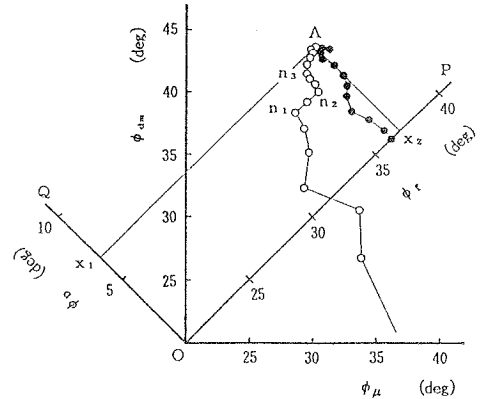


図-1 ダイレイタンシー角とインターロッキングを含む粒子間摩擦角

表-1 実験シリーズ

	σ_{30} (kgf/cm^2)	$e_{0.2}$	e_0	ϕ_d (deg)
DENSE	0.3	0.6809	0.6799	43.7
	0.5	0.6813	0.6786	43.2
	1.0	0.6904	0.6856	41.4
	2.0	0.6849	0.6774	40.1
MEDIUM	0.3	0.7659	0.7666	40.7
	0.5	0.7610	0.7581	38.9
	1.0	0.7659	0.7579	38.8
	2.0	0.7729	0.7598	35.8
LOOSE	0.3	0.8421	0.8406	35.6
	0.5	0.8385	0.8325	34.5
	1.0	0.8379	0.8281	34.8
	2.0	0.8343	0.8192	33.8

3. 実験結果および考察

ϕ_d が ϕ_r と側圧 σ_3 によって表されると仮定して種々の関係式を作り、その相関を求めたところ、図-2に示す関係が最も強い相関を示した。ここで、 σ_{3s} は供試体セット時、 σ_{30} はセン断試験開始直前、 σ_{3r} はセン断応力がピークに達する時のそれぞれ側圧である。図中の実線は最小2乗法によって求めた結果である。相関係数は $r=0.996$ であった。

$$\phi_d = 1.923 \cdot (\phi_r - 23.9) \cdot \left(\frac{\sigma_{30}}{\sigma_{3r}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{30}}{\sigma_{3s}} \right)^{0.033} + 17.50 \quad (1)$$

図-3は ϕ_d が ϕ_r と間隙比によって表されると仮定し、上記と同様な方法で得られた結果である。図中の黒印は間隙比の算出にあたって、メンブレンペネトレーションの影響を次式²⁾によって補正した結果である。なお、この補正は本研究と異なる条件から導かれたものを利用しており、参考値である。

$$\Delta MP = 1.7 \times 10^{-3} \cdot \log(\sigma_{30} / \sigma_{3s}) \quad \text{cm}^3 / \text{cm}^2$$

最小2乗法により次の関係が得られた。

(a) メンブレンペネトレーションの影響を補正しない場合

$$\phi_d = 2.019 \cdot \frac{(e_0 / e_{0.2})^{0.8}}{(1 + e_{0.2})} \cdot \phi_r - 0.60 \quad (2)$$

相関係数 $r=0.997$

(b) メンブレンペネトレーションの影響を補正した場合

$$\phi_d = 2.018 \cdot \frac{(e_0 / e_{0.2})^{0.7}}{(1 + e_{0.2})} \cdot \phi_r - 0.70 \quad (3)$$

相関係数 $r=0.997$

(1) 式と(2)式より ϕ_r を消去し、 ϕ_d を側圧 σ_3 と間隙比 e_0 、 $e_{0.1}$ から推定した結果を図-4に示す。図中の実線は実測値と推定値が等しい場合である。誤差は最大で約 1° と若干大きい。砂供試体の圧縮特性からセン断抵抗角を推定することが可能と考えられる。今回、データ数が少なかったため、これ以上の精度にすることが出来なかったが、側圧の項を増やすことにより、さらに相関係数の高い結果が得られると予想される。なお、(1)式と(3)式から、 ϕ_r を消去した場合も、ほぼ同様の結果がえられた。

4. まとめ

側圧、間隙比、等方圧縮時の間隙比の変化等を用いることによって、セン断抵抗角を推定することができた。これより、砂供試体の圧縮特性とセン断特性の間には密接な関係があることが考えられる。最後に、本研究に協力して頂いた元卒研生の浦崎君(現那覇市役所)と松川君(現東急建設)に深謝する。

(参考文献) 1) . 松岡、他 (1989) : 等方圧縮変形とせん断変形の相関性に着目した砂の三軸圧縮時の応力・ひずみ関係の一定式化。第24回土質工学研究発表会講演集, pp.477~pp.480
2) . Goto(1987): "Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests," Dr.Eng.Thesis, University of Tokyo.

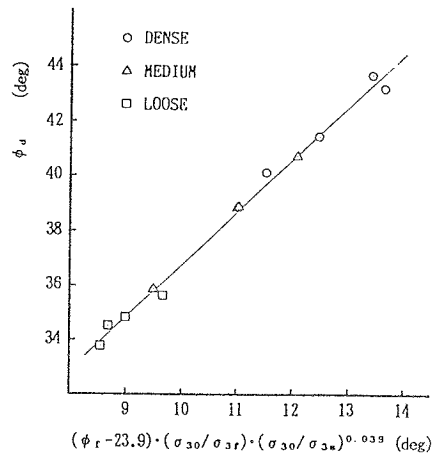


図-2 ϕ_d と ϕ_r の関係①

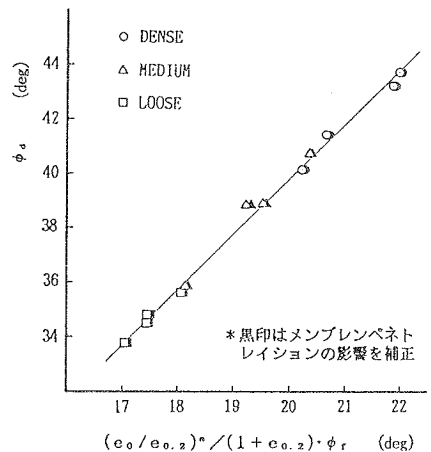


図-3 ϕ_d と ϕ_r の関係②

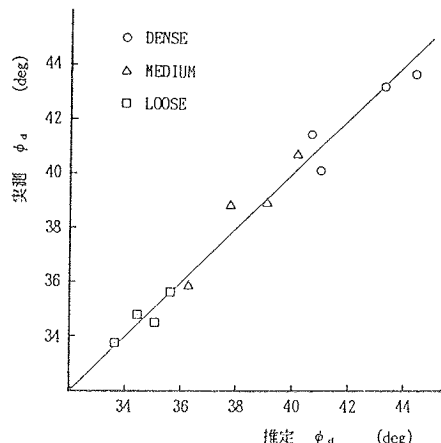


図-4 実測値と推定値の比較

2. 砂のせん断抵抗角に関する一考察

その2：単純せん断試験結果

琉球大学 ○加藤 進、許 光瑞、田仲 恵美

まえがき

別紙（その1）に引き続き、単純せん断試験結果について、一軸圧縮時の間隙比の変化とせん断強度との関係を整理した。

1. 粒子間摩擦角について

砂の単純せん断における応力ダイレイタンス式は $0da^{1)}$ によって報告されているが、この式は主応力軸の回転角を含む複雑な式となっている。本研究で用いた試験機では主応力軸の回転角を測定することが出来ない。また、その式の誘導は必ずしも理論的では無い。そこで、本研究では、その1で引用した Rowe (1962) の式に対応させて、次式を仮定した。すなわち、せん断応力と鉛直荷重との比はダイレイタンス係数と材料によって決まる抵抗係数との積によって表される、と仮定した。材料によって決まる係数 $\kappa^{2)}$ と、せん断応力およびダイレイタンスとの関係³⁾を図-1に示す。傾き45°の直線上に全ての点がほぼのっていることより、せん断応力のピーク付近において、先の仮定は妥当なものであると考えられる。なお、材料によって決まる抵抗係数は粒子間摩擦角の正接であると考えた。

$$\tau / \sigma_v = (1 + d\varepsilon_v / d\gamma_{vh}) \cdot \tan \phi \mu \quad (1)$$

ここで、 τ / σ_v : せん断応力と鉛直応力の比

$\phi \mu$: みかけの粒子間摩擦角

$d\varepsilon_v$: 体積ヒズミの増分

$d\gamma_{vh}$: せん断ヒズミの増分

(1) 式を用いて求めた粒子間摩擦角 $\phi \mu$ と、せん断抵抗角 ($\phi_s = \tan^{-1} (\tau_f / \sigma_v)$) との関係を、三軸圧縮試験の結果と併に図-2に示す。三軸圧縮試験結果の場合は、インターロッキングを含む粒子間摩擦角 ϕ_f とせん断抵抗角 ϕ_s の関係である。単純せん断試験の結果から得られた直線と三軸圧縮試験の結果から得られた直線との間には、せん断抵抗角の大きさが2°程度のずれがあるけれども、得られた直線はほぼ等しい傾きであった。これより、(1) 式より得られたみかけの粒子間摩擦角はインターロッキングを含む値であると予想される。

2. 実験概要

本研究で用いたデーターは簡易型の単純せん断試験機を使用し、気乾状態の豊浦標準砂について得られたものである。詳細については前報告²⁾で述べたので、ここでは省略する。実験シリーズ及び得られたせん断抵抗角を表-1に示す。 $e_{0.1}$ は鉛直荷重 $\sigma_v = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ を載荷した供試体セット時の間隙比であり、 e_0 は所定の荷重で圧縮後の初期間隙比である。

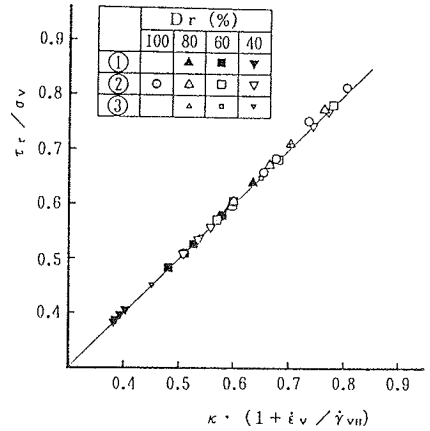


図-1 セン断強さと κ の関係
(許、加藤、田仲、1989)

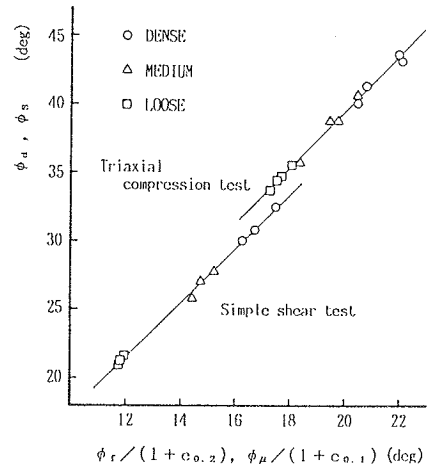


図-2 みかけの粒子間摩擦角の比較

表-1 実験シリーズ

	σ_v (kgf/cm ²)	$e_{0.1}$	e_0	ϕ_s (deg)
DENSE	1.0	0.6836	0.6815	32.58
	2.0	0.6879	0.6804	30.84
	3.0	0.6879	0.6698	30.03
MEDIUM	1.0	0.7585	0.7503	27.79
	2.0	0.7608	0.7492	27.07
	3.0	0.7585	0.7446	25.78
LOOSE	1.0	0.8352	0.8226	21.21
	2.0	0.8314	0.8101	21.60
	3.0	0.8276	0.8052	20.96

3. 実験結果

ϕ_s と ϕ_μ の関係について、 e_0 と $e_{0.1}$ を用いて種々の関係式を作り、その相関を求めたところ、図-3に示す関係が最も強い相関を示した。得られた回帰直線を図中に実線で示す。相関係数は $r=0.999$ であった。

$$\phi_\mu = 0.762 \cdot (\phi_s - 1.451 \cdot e_{0.1})^{-0.44} \cdot \left(\frac{e_0}{e_{0.1}}\right)^{0.4} + 5.70 \quad (2)$$

図-4は鉛直荷重の影響も考慮し、上記と同様な方法で得られた ϕ_s と ϕ_μ の関係である。相関係数は $r=0.999$ であった。

$$\phi_s = 2.019 \cdot \frac{(e_0 / e_{0.1})^{-0.74}}{(1 + e_{0.1})} \cdot \left(\frac{\sigma_v}{1.0}\right)^{-0.016} \cdot \phi_\mu - 2.951 \quad (3)$$

(1) 式と (2) 式より ϕ_μ を消去し、 ϕ_s を鉛直荷重と間隙比 e によって表した結果を図-5に示す。実測値と推定値の間に 2° 以上の差があった。上記の2式とも高い相関を示しているが、これはあくまでも、 ϕ_s と ϕ_μ の関係における σ_v 、 $e_{0.1}$ および e_0 の影響度合いを示しているに過ぎないと考えられる。すなわち、 ϕ_μ の大きさはこの関係式から独立していると思われる。 ϕ_μ と $e_{0.1}$ および e_0 との関係式を上記と同様な方法で求めたところ、図-6に示す結果が得られた。密度ごとに傾向の違いが見られるが、最大でもその差は 1° 未満であり、 ϕ_μ の大きさが $e_{0.1}$ および e_0 と関係していると予想される。相関係数は $r=0.983$ であった。

$$\phi_\mu = 128.53 \cdot \left(\frac{e_0}{e_{0.1}}\right)^{1.1} / (1 + e_{0.1}) - 46.40 \quad (4)$$

4. まとめ

三軸圧縮試験の場合と同様、砂のせん断抵抗角と圧縮特性の間には密接な関係があると考えられる。

(参考文献) 1) . Oda (1975) : "On stress-dilatancy~," Soils and Foundations, Vol.15, No.2, pp.17
2) . Oda et al. (1974) : "Microscopic ~," Soils and Foundations, Vol.14, No.4, pp.25
3) . 許, 他 (1980) : 乾結砂の単純せん断試験, 第2回地盤工学研究発表会, pp.9
4) . 許, 他 (1988) : 乾結砂の単純せん断試験, 第2回地盤工学研究発表会, pp.54

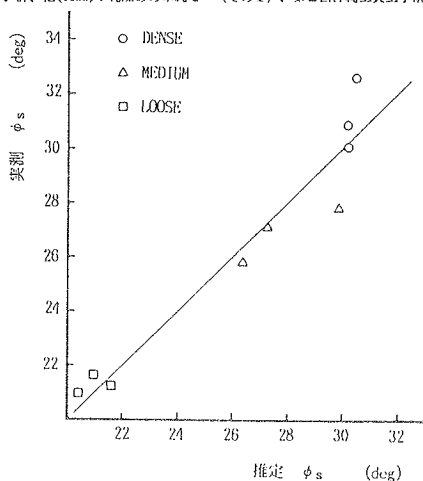


図-5 実測値と推定値の比較

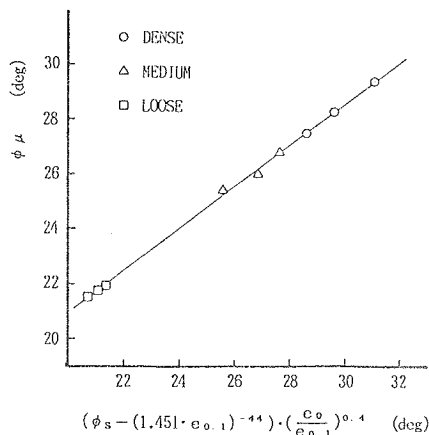


図-3 ϕ_s と ϕ_μ の関係①

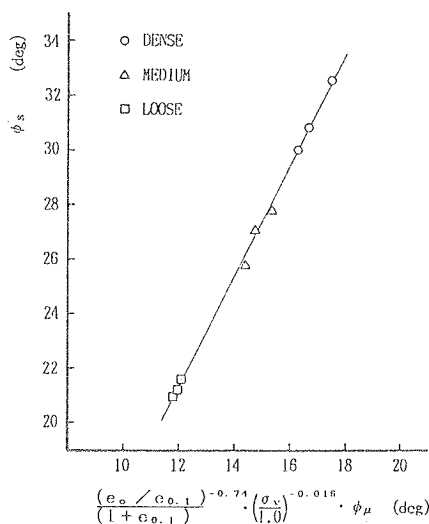


図-4 ϕ_s と ϕ_μ の関係②

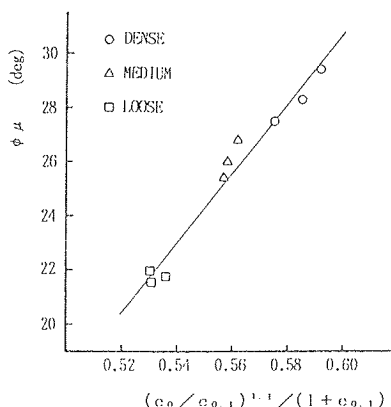


図-6 ϕ_μ と間隙比 e の関係

3. 島尻海成粘土の急速圧密

(株) 沖縄技術コンサルタント

吉 沢 光 三 平 良 聡

1. はじめに

圧密試験は沈下量や沈下時間を推定するのに重要な試験法でありながらも、現行の標準圧密試験は一定荷重を24時間載荷で、試験終了まで7～10日間を要する。そのため、沈下量等の検討は、非常に時間を要するとともに、試験に多くの労力と経費が必要である。また、透水性などの大きい土に対しても問題があると指摘¹⁾されながらも、試験法の簡便さから依然として実用的価値が認識されている。そのため最近、短期間にかつ合理的に圧密定数を求められる急速圧密試験方法が提案されている。今回は、スラリー試料を再圧密して、実用上のひずみ速度を検討した結果を一部の乱さない試料に適用して、標準圧密試験 (St) の定数と急速圧密 (定ひずみ速度圧密(C_{rs})) 試験から得られる圧密定数の検討を行った。

2. ひずみ速さの決定

Vaid²⁾らは、 $e \sim \log P(\sigma')$ 関係はひずみ速度の影響を受け、先行圧密応力はひずみ速度の減少とともに減少し、ひずみ速さが小さい場合には標準圧密試験による先行圧密応力よりも小さい値を与えると報告している。ひずみ速度は塑性指数に応じて ($I_p=10$ 未満が $0.1\%/min$ 以下, $I_p=10 \sim 20$ 未満が 0.05 以下, $I_p=20 \sim 40$ 未満が 0.04 以下, $I_p=40$ 以上が 0.01 以下)³⁾ がよいとされている。よって、今回はスラリー試料 (物理特性: 液性限界 $WL=69.3$, 塑性指数 $I_p=46.8$, 比重 $G_s=2.77$) を 0.5 kgf/cm^2 で再圧密して、標準圧密試験と定ひずみ速度 (標準圧密試験に似合う定数が得られるように、ひずみ速度を種々変えて ($\epsilon=0.025 \sim 0.33\%/min$)) 試験を行い理想的なひずみ速度を検討した。その結果を図-2に $e \sim \log p$ として示した。この結果、標準圧密試験の結果は全体的に、右上にシフトしているが、今回の乱さない試料に適用するひずみ速度は、標準圧密試験結果により近い $r=0.025\%/min$ とした。

3. 試験装置および試験結果

今回行った定ひずみ速度圧密試験は、常時載荷するため図-1に見られる試験装置で測定及び解析を行った。定圧密試験で

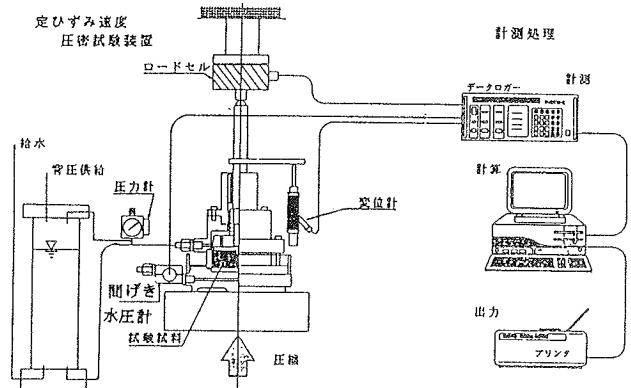


図-1 定ひずみ圧密試験装置

表-1 測定機器の精度

は、圧密圧力 P 、沈下量 h 、圧密容器はベロフラムを利用した密閉型で供試体底部で間げき水圧が測定され、飽和状態を完全に保つためバックプレッシャー (今回の試験では 1.0 kgf/cm^2 を背圧として加え

センサ	容 量	感 度	分 解 能
荷重計 (ロードセル)	500 kgf	6000μ	0.08333
間げき水圧計	5.0 kgf/cm^2	2000μ	0.00247
ひ ず み 計	10 mm	10000μ	0.0001
載荷速度は、 $\epsilon = 0.00005 \sim 0.67 \text{ mm/min}$ 無段階変速			

た) かけられるようになっている。それらの仕様および機器の精度を表-1に示した。

図-3には、ひずみ速度0.025%/minで試験したときの実測データの経時変化の代表例を示す。

定ひずみ速度圧密試験は、標準圧密試験に比べ試験期間が短縮できること、連続的な $e \sim \log p$ 関係を求めることや計測の自動化・自動制御がパーソナルコンピュータを用いて比較的容易に行うことと、それほど労力を要しないことが大きな利点である。

3.1 再圧密試験の結果

図-2～図-5は再圧密の試料で得られた試験結果である。図-2の $e \sim \log p$ 曲線を見るとひずみ速度の影響が表れ、ひずみ速度が大きくなると $e \sim \log p$ 曲線は右側にシフトする傾向³⁾がみられるが、曲線形状そのものはひずみ速度に依存せず相似である。図-4にみられるように、体積圧縮係数 mv は過圧密領域においてはバラツキがみられるが、正規領域では、ひずみ速度の影響をあまり受けず標準圧密試験結果と非常によく一致することが知られていることと一致する。図-5の $\log Cv \sim \log p$ の関係をみると、ひずみ速度が大きくなると標準圧密試験結果とかけ離れる傾向にあるが、逆に小さいと標準圧密試験結果の幅内におさまる傾向にある。

3.2 乱さない試料の試験結果

乱さない試料については、先に述べたように試験試料とよくあうひずみ速度 ($r=0.025\%/min$) を選定した行った。乱さない試料の物理特性は (液性限界 $WL=65 \sim 75$, 塑性指数 $Ip=40 \sim 55$, 比重 $G_s=2.76 \sim 2.82$) である。

図-6～図-8において、実線と点線は標準圧密試験、○と●は定ひずみ速度圧密試験の結果を示した。標準

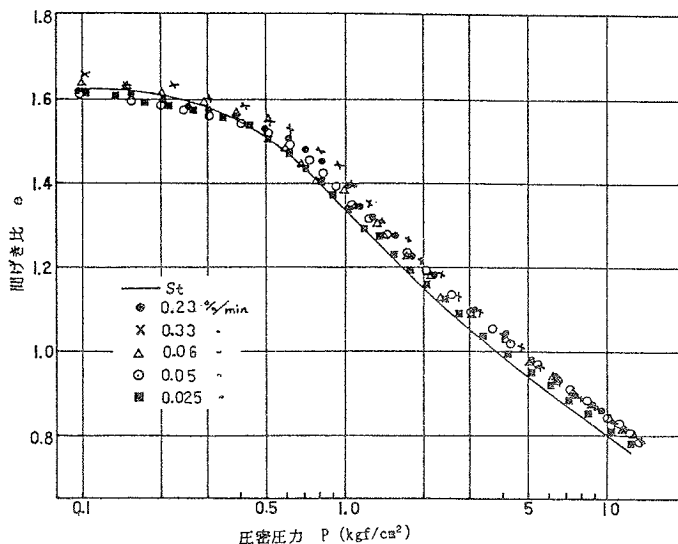


図-2 再圧密試料の $e \sim \log p$ の関係

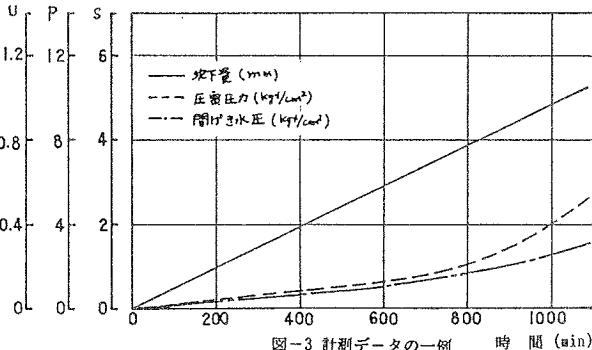


図-3 計測データの一部

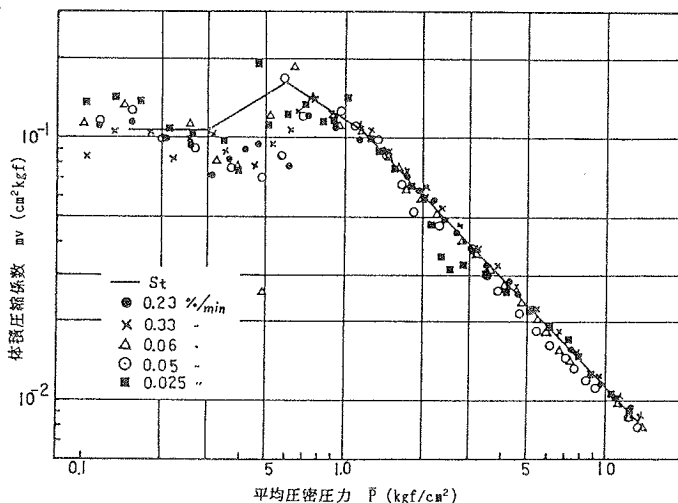


図-4 再圧密試料の $\log mv \sim \log \bar{p}$ の関係

圧密試験と定ひずみ速度圧密試験は、深さ方向に4m間隔で実施したが本文ではその内の2試料 (GL-13.4m, GL-21.4m) の代表例示した。図-6にみられるように、定ひずみ速度圧密試験の結果は右側にシフトする形となっているが、乱さない試料においても曲線形状は相似である。これらの結果は、13.2mの試料の塑性指数 $I_p=46.5$ で、21.4mの試料の塑性指数 $I_p=51.4$ である。ひずみ速度は13.4mに近い $I_p=46.8$ でもってひずみ速度をきめ試験を行っていることから、高い塑性であるため右側にシフトした形となっているものと思われる。21.4mの試料に注目すると、標準圧密試験では $e \sim \log p$ の湾曲が見だしにくい、定ひずみ速度試験では湾曲が明瞭に現れている。若干13.2mの試料でも違いがみられる。図-7の $\log m_v \sim \log p$ の関係においては、正規圧密領域ではひずみ速度の影響をあまり受けず一致する傾向がみられる。図-8の $\log C_v \sim \log p$ の関係は、標準圧密試験の結果と定ひずみ速度圧密試験の結果にはバラツキがみられる。特に、定ひずみ速度では圧密圧力が小さい範囲内では、非常にバラツキがみられる。しかし、圧密圧力が高くなるとバラツキはなくなる。

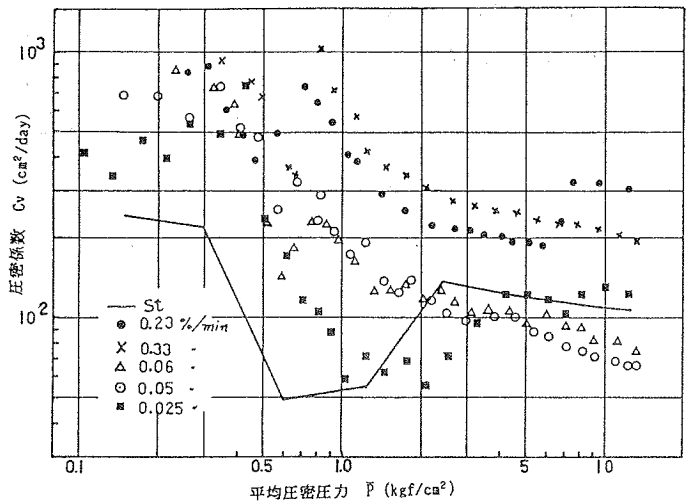


図-5 再圧密試料の $\log C_v \sim \log \bar{p}$ の関係

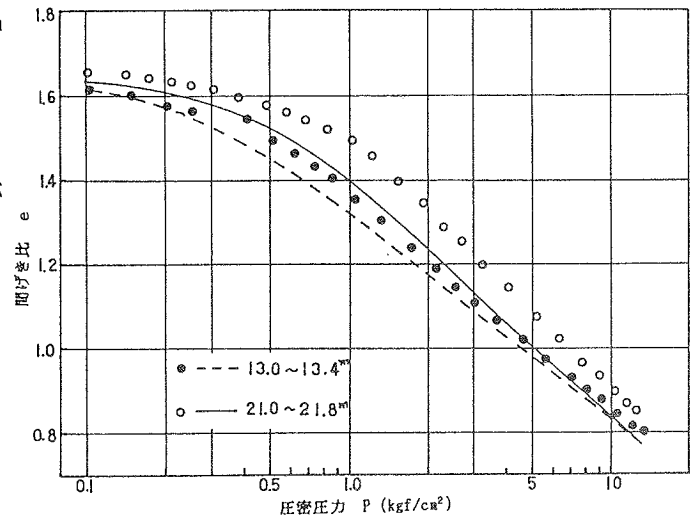


図-8 乱さない試料の $e \sim \log p$ の関係

標準圧密試験と比較すると、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v は実用上一致する³⁾とされているが、今回実施した標準圧密試験の結果と定ひずみ速度圧密試験の定数の比較を行ったものが図-9、10である。これらの結果をみると、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v は実用上一致すると言える。しかし、圧密降伏応力 P_c は、かなりバラツキがみられ標準圧密とは異なる⁴⁾。この圧密降伏応力は、 $e \sim \log p$ 曲線から得られるが、この曲線はひずみ速度の影響を受けることや標準圧密に比べ2次圧密が十分に起こらないことから、右側にシフトすることで圧密降伏応力 P_c に影響するものと考えられる。

5. あとがき

今回実施した、再圧密試料の標準圧密試験の結果と定ひずみ速度圧密試験の結果においては、同じような塑性指数の試料ではひずみ速度の影響は若干みられるが、両者の試験結果ともよく一致する。特に、圧密降伏応力にはバラツキがみられている。これはひずみ速度等の影響を受けているものと考えられることが

ら、試験にあたってはひずみ速度（物理的性質等）を慎重に考慮して決めて試験を行う必要がある。標準圧密試験自体にも種々の問題を抱えていることから、更に両者のデータを蓄積することで総合的に考察を加え、実用に向ける必要がある。

参考文献

- 1) Vaid, Y.P., Robertson, P.K. and Campanella, R.G.: Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay, Canadian Geotechnical Journal Vol.16, 1979, PP.34~42.
- 2) 特殊圧密試験法に関する研究委員会：特殊圧密試験に関するシンポジウム発表論文集，（社）土質工学会，1988, 10.
- 3) 梅原靖文，松本一明，成田 実，梅田裕史：連続載荷方式による急速圧密試験，港湾技術研究所報告，第12巻，第4号，PP.131~170, 1973.
- 4) 奥村樹郎：急速圧密試験について，第19回土質工学シンポジウム発表論文集，土質工学会，PP.19~28, 1974.

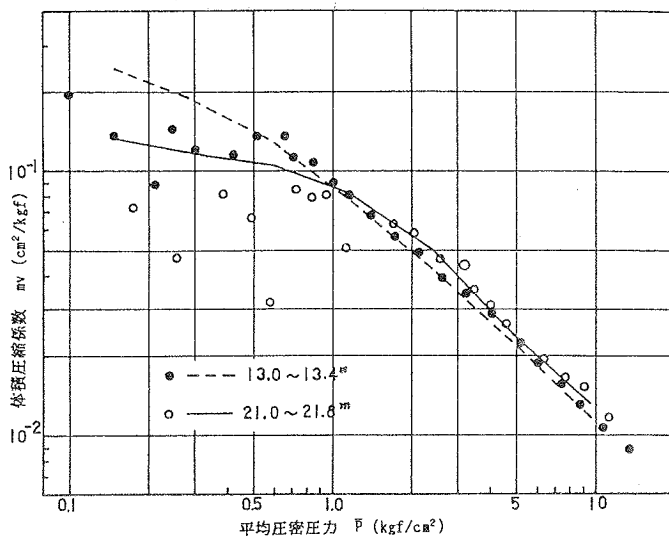


図-7 乱さない試料の $\log m_v \sim \log \bar{p}$ の関係

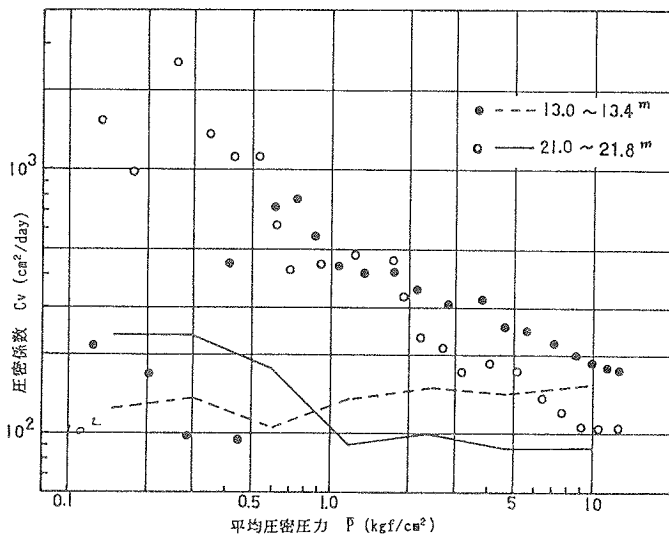


図-8 乱さない試料の $\log C_v \sim \log \bar{p}$ の関係

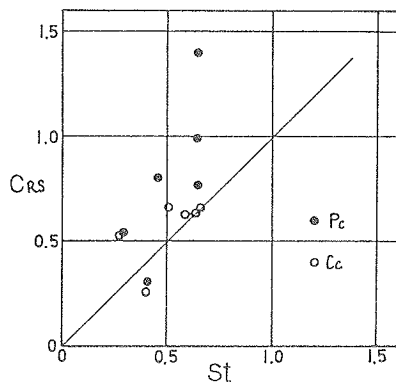


図-9 P_c, C_c の関係

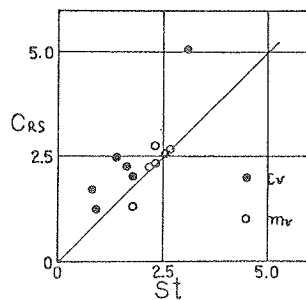


図-10 m_v, C_v の関係

4. 実測沈下曲線による種々の沈下予測法の適用性について

○琉球大学工学部 原 久夫

1 まえがき

軟弱地盤での埋め立て工事における圧密沈下量を十分な精度で予測することは、その地盤の強度や残留沈下量の推定などにとって重要な課題となっている。一般的に沈下量の予測は、設計段階において、圧密理論に基づいて計算されているが、粘土の変形特性の複雑さや地盤の不均一性などのため、当初設計計算の通りには圧密沈下が進行しないケースもある。

そのような時、実際の工事では多くの場合、現場で圧密沈下量を測定し、その観測結果をもとに、それ以後に生じるであろう沈下量の推定が行なわれる。本論文では、このような実測沈下量から沈下を予測する方法のなかで、比較的よく利用されている、双曲線法と浅岡法についてその予測特性について報告する。

2 実測沈下曲線と予測方法

2-1 実測沈下曲線

解析に用いた沈下曲線は、沖縄県中城湾港での埋め立て工事で得られた沈下曲線である(図-1 参照)。図に示すようにFS14, FS15の沈下は、ほとんど100%の圧密沈下に達しているものとみなしてよいが、FS19, FS31の沈下は若干未圧密であるようにみえる。

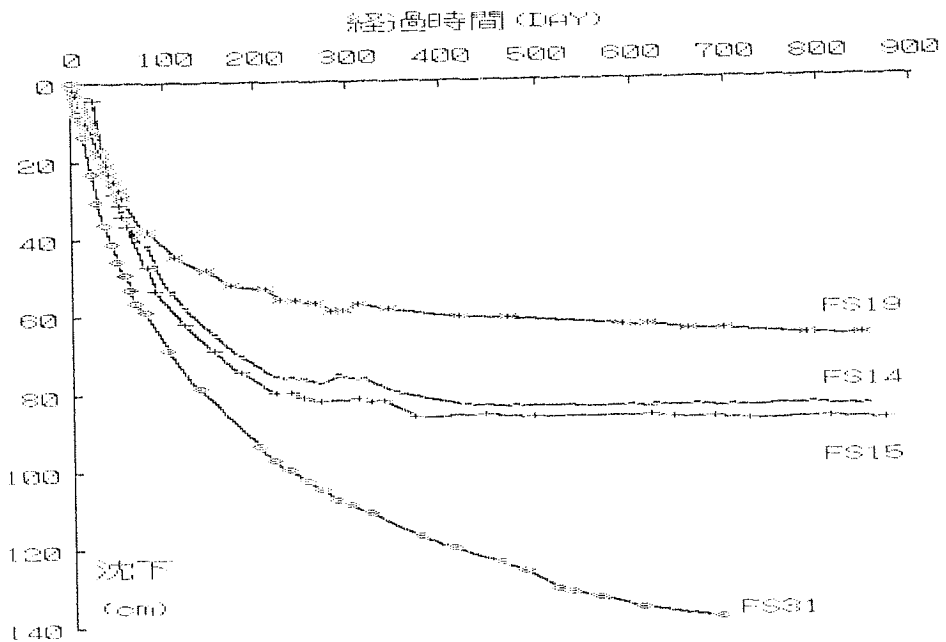


図-1 沈下曲線

2-2 予測方法

(1) 双曲線法

双曲線法は時間～沈下量関係が式(1)の双曲線で表されるものと仮定した方法である。

$$S' - S_0 = \frac{(t' - t_0)}{\alpha + \beta(t' - t_0)} \quad (1)$$

ここに

S' : 沈下

S_0 : 測定を開始した時点での沈下量 (未知量)

t' : 時間

t_0 : 測定開始時間 (未知量)

α, β : 双曲線を表す係数

である。

(1) 式において $S = S' - S_0$, $t = t' - t_0$ とおくと、(2) が得られる。

$$S = \frac{t}{\alpha + \beta t} , \quad \frac{t}{S} = \alpha + \beta t \quad (2)$$

(2) 式の第二式は t/S と t が直線関係で表されることを示しており、その切片、傾きとして α, β が求められ、これによって任意時間の沈下量を予測できる (図-2 参照)。

また (2) 式で $t \rightarrow \infty$ とすると最終沈下量 $S_r = 1/\beta$ が得られる。

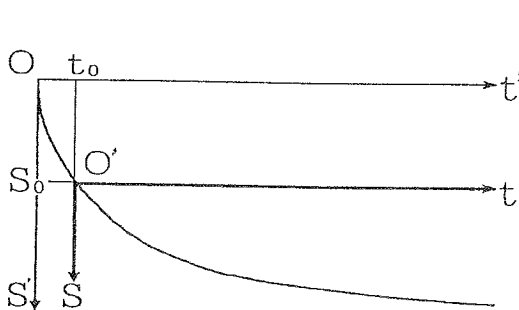


Fig. 2(a) $S \sim t$

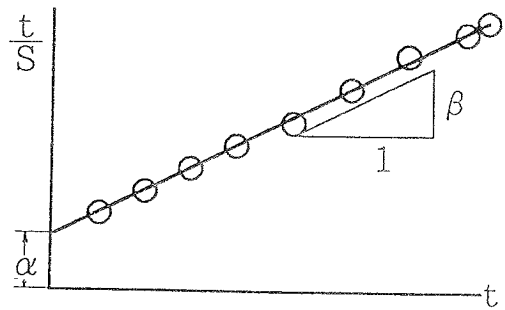


Fig. 2(b) $t/S \sim t$

(2) 浅岡法

図-3 に示すように、実測沈下曲線を Δt ごとに離散化しそれぞれの時点での沈下量を $S_1, S_2, \dots, S_{j-1}, S_j, S_{j+1}, \dots, S_N$ とする。データ系列 $(S_1, S_2), (S_2, S_3), \dots, (S_{j-1}, S_j), \dots$ を $S_{j-1} \sim S_j$ 座標にプロットする。これを (3) 式の直線で近似する。この直線と $S_{j-1} = S_j$ との交点が予測最終沈下量となる。

$$S_j = \alpha + \beta S_{j-1} \quad (3)$$

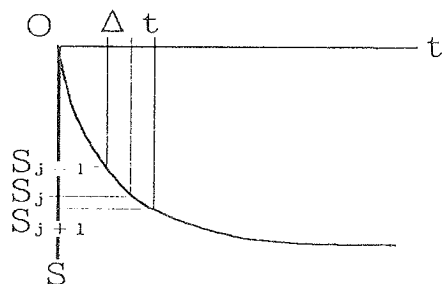


図-3 沈下曲線の離散化

3 解析結果

3-1 双曲線法による予測結果

図-4 は予測時点の圧密度に応じて、沈下量の予測精度 R がどのように変化するかを示したものである。この図は、ある予測時点に対して、それ以前の沈下データだけを使ってそれ以後の時間～沈下関係を予測してみたものである。
 図中、 U_p は予測時点での圧密度で次式で表される。

$$U_p = \frac{\text{予測時点の沈下量}}{\text{最終実測沈下量}} \times 100 \quad (4)$$

縦軸は最終沈下量に対する予測の精度 R で次式で表される。 $R < 1$ の場合は実測値より小さいめの予測となり、逆に $R > 1$ の場合には大きめの予測を与えることになる。

$$R = \frac{\text{予測最終沈下量}}{\text{最終実測沈下量}} \quad (5)$$

図-4 より明らかなようにこの例の場合、双曲線法は実際の沈下量よりも大きめの沈下を予測する。また、予測時点の圧密度が小さい場合には、 $t/S \sim t$ 関係が下に凸の曲線関係となり予測が不可能となり、圧密の初期段階での予測に対してはこの点を十分に考慮しておく必要がある。

3-2 浅岡法による予測結果

図-5 は、浅岡法による予測結果を双曲線法と同様な図にまとめたものである。図に示すように浅岡法の場合、大きめの予測を与えるケース A (FS14, FS15) と小さいめの予測を与えるケース B (FS19, FS31) がある。ケース B のような場合、ある時点で沈下予測をして予測最終沈下量を推定しても、次の段階で改めて予測すると前段階での予測値を上回る最終沈下量を予測することになる。しかもそれが何回も続く

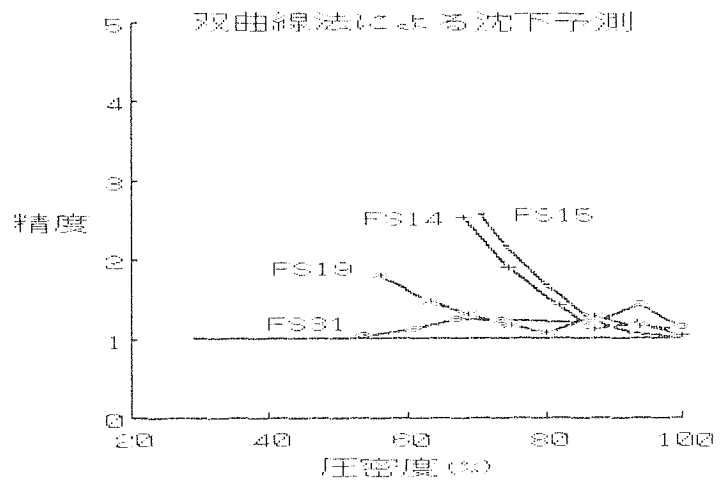


図-4 双曲線法による沈下予測

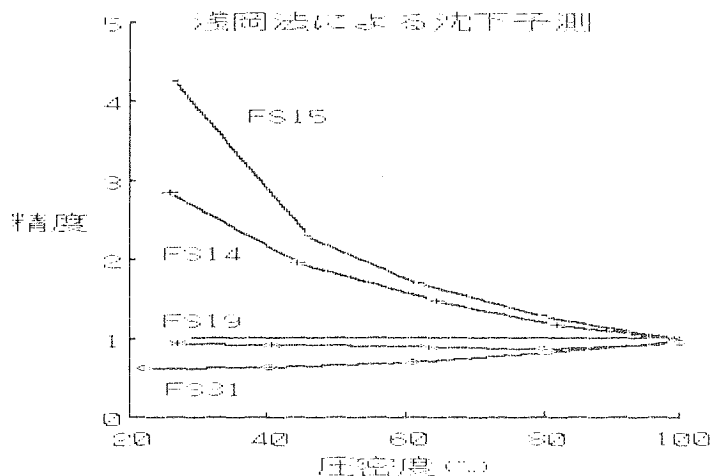


図-5 浅岡法による沈下予測

というやっかいな問題がある。

図-6は、沈下曲線を離散化するときの Δt の大きさに対する予測特性の依存度を示している。図に示すように、 Δt が大きくなると予測精度は向上するが、予測可能な時期は遅くなる。 Δt を与えられた沈下曲線に対して適切に選べば浅岡法での予測は、圧密の比較的速い段階から予測が可能であるという利点がある。

4 あとがき

中城湾港での埋め立て工事で得られた実測沈下曲線について、双曲線法と浅岡法による沈下予測を行ない、両予測法の予測特性について検討した。その結果は以下の通りである

- (1) 双曲線法は大きめの沈下予測をする。
- (2) 浅岡法は離散化する Δt を適切に選べば、速い時期から予測が可能となる。
- (3) どの予測方法でも大きめの予測と小さめの予測を与える場合があり、その予測結果がどちらのタイプに属しているかを判定することが重要である。

最後に、実測沈下データを提供して頂きました吉沢光三氏（饒沖縄技術コンサルタント）に記して謝意を表します。

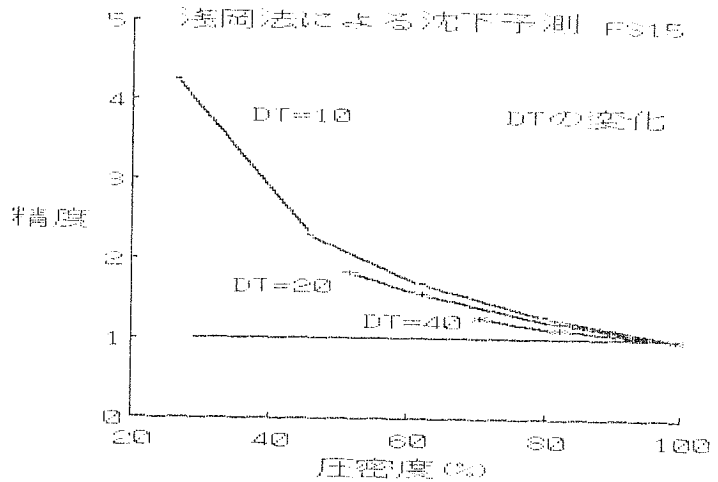


図-6 Δt の変化による予測特性の変動

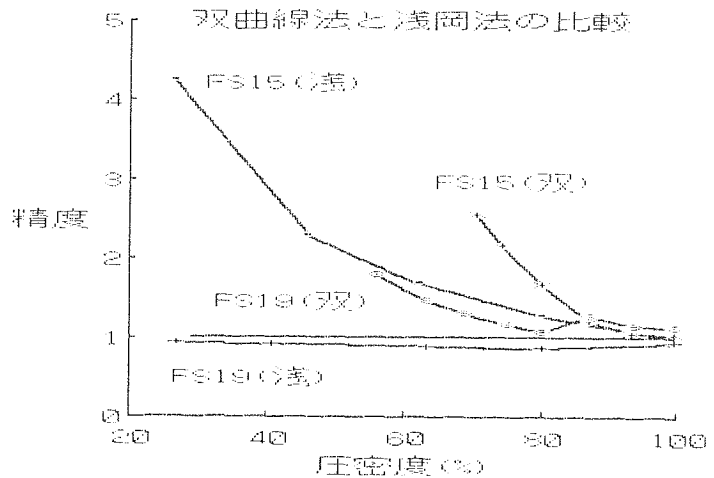


図-7 双曲線法と浅岡法による予測特性の比較

5. 那覇市地盤情報のデータベース化について

琉球大学工学部土木工学科 ○石垣 里彦

久野 聡

上原 方成

原 久夫

1. まえがき

建築構造物を建設するにあたっては、まずその地盤の性状を調査しその特性を把握することは非常に重要である。それ故に、地盤の情報を得るため現在まで各種の土質調査や土質試験が行われ、構造物の設計や施工に積極的に利用されている。

しかし、これら過去に行われた調査の記録（土質柱状図、N値図等）はその事業においてのみ利用され、事業終了後は関係各所別に、かつ一定期間のみ保存されているにすぎない。したがってこれら資料の収集保存と諸事業計画などでの活用と再利用がのぞまれる。

そこで、これら既存の調査記録を収集整理し、かつデータベース化するならば地盤情報の利用がより効率的に行え、構造物建設予定地の地盤状況の推定や計画段階はもちろん設計施工段階においても十分に役立つものと考えられる。

本研究室ではこれまでも多くのボーリング資料を収集整理してその保存につとめてきたが、ここでは土質調査記録の豊富な那覇市について地盤情報のパソコンを使ったデータベース化の試みを報告するものである。

2. データベース化の方法

データベース化に先立って問題となるのが土質調査記録の収集とその選定であろう。今回は琉大土木工学科土質工学研究室が県内各コンサルタントより収集した那覇市及び周辺地域の約350件あまりの調査記録を資料として用いる事とし、調査時期が古いものや調査地点のあやふやなものは除外した。

また、狭い場所に多数の調査記録が存在するような場合には代表的と思われる記録を採用し、なるべく那

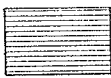
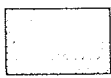
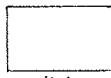

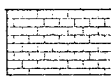



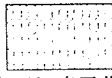
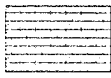
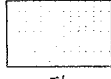
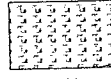
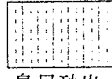
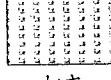
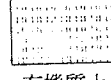
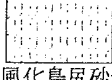
土 質 材 料			岩 石 材 料	
				
粘土	粘性土	表土	島尻泥岩	琉球石灰岩
				
シルト	砂質土	崩積土	島尻泥岩風化層	琉球石灰岩風化層
				
砂	レキ質土		島尻砂岩	
				
レキ	有機質土		風化島尻砂岩	

表-1 土質名とその図式記号の一例

那覇市全体に均一にデータが分布するように考慮し最終的には約200件、1000本ばかりのボーリングデータを資料として採用している。

次に、選定された資料については以後の利用を考慮して資料内容の表記を一定の様式によって整理する方法を考案する必要があり、各コンサルタントの雑多な統一されていないボーリング資料の土質名の分類を一定の方式に再整理するため表-1の様に分類し、それらの図式記号を表-1に示す。

また、データベースの利用目的や対象によって入力する地盤情報の種類や内容が異なるが、今回のデータベースの項目としては以下の三つの地盤情報を用いることとした。

1 ボーリング調査地点の座標、標高の情報

調査地点の座標は土質調査資料に記載されているボーリング位置図を元に、那覇市の10,000分の1の地図に位置をプロットしその地点のX座標、Y座標を求めたものであり、標高は調査資料に記入されていない場合には地形図を用いて求めた。

2 ボーリングデータにより得られた各地層の深度と土質名の情報

土質名を入力する場合、前述したように土質名の分類を一定の様式に統一するため表-1に示したように土質名に対応する数字のラベルを付けて入力した。これは数字ラベルを付けることによって入力するデータの容量を少なくするねらいもある。

3 標準貫入試験によって得られるN値とその深度情報

N値のデータについては、今回はN値をグラフ表示するため便宜上N値50以上についてはN値50として入力している。またボーリング調査資料によっては標準貫入試験を行っていないものもあり、その場合には1と2のみをデータ項目として入力している。

3. データベースの作成

3.1 検索システム

本データベースで利用できる土質調査資料の検索システムには、以下のようなものがあります。

a ボーリング名による検索

利用者が入力したボーリング名についてそのボーリング点のデータ（X、Y座標、標高、土質柱状図及びN値図）を描くプログラムである。

b 地点検索

利用者が入力した座標に一番近いボーリング点のデータを取り出し、そのX、Y座標、標高、指定した座標との水平距離、土質柱状図及びN値図を描くプログラムである。

c ゾーン検索

利用者の指定する特定の長方形ゾーン内にある全ボーリングデータを取り出し、土質柱状図を描くプログラムである。

d 垂直断面検索

利用者が指定する特定の2点（始点、終点）を結ぶ直線で、ある幅を持ったゾーン内にあるボーリングデータを取り出し始点から順に土質柱状図を描くプログラムである。

e 水平断面検索

特定の深度に分布する地層を各格子内にボーリングデータがあればそこに表れる土の層種を図式記号で表すプログラムである。

3. 2 ボーリングデータの表示方法

a ボーリング地点の表示

今回の那覇市地盤情報のデータベースのデータとなるボーリング調査資料の本数は、およそ1000本程度でそのボーリング地点は図-1 (a) に示すように各検索システムの冒頭でスクリーン上に表示される。

図-1 (a) は縮尺10,000分の1の那覇市の地図を基本図とし直交座標系 (X-Y 座標系) を取り、縦横1 km 間隔でメッシュを切ったものです。また、この地図はキーボードからX、Y座標を入力することにより、図-1 (b) の様に必要とする範囲を拡大して見ることができ、検索地点及びゾーンの指定を容易に行うことができる。

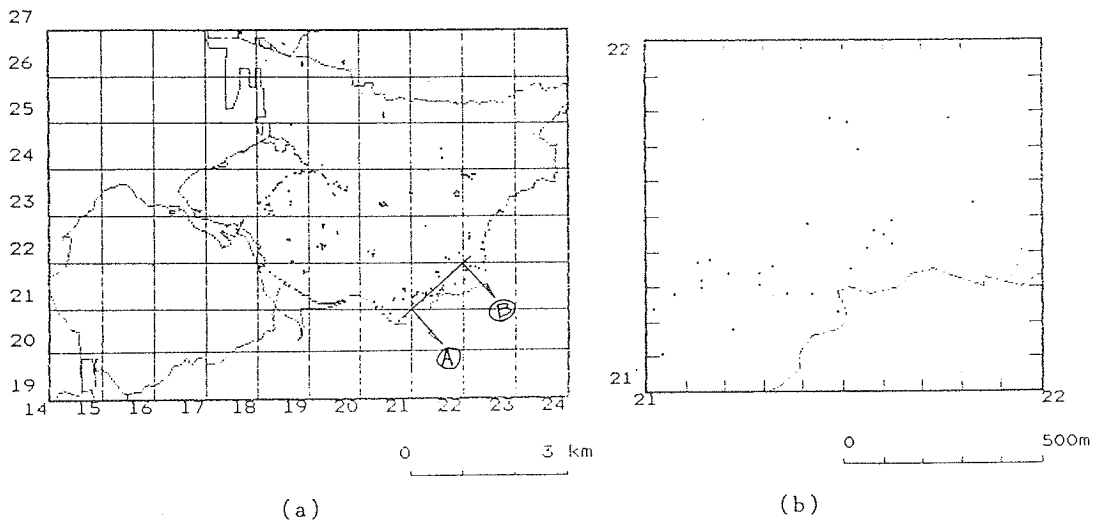


図-1 ボーリング地点の表示例

b 土質柱状図・N値図の表示

地点検索システムを用いて行った土質柱状図及びN値図の表示例を図-2 に示す。

左上端にボーリング名、X、Y座標、標高、距離の順に地点情報を表示し、土質柱状図、N値図を地表面からの深度を縦軸にとった座標系に表示する。

地表面からの深度は50 mを最大とし、10 m単位で目盛りをいれてある。

土質柱状図は前述した表記法に従って図形表示してある。N値図は視覚的に理解し易いよう折れ線表示とし横軸に左より10単位で50までを表示してある。

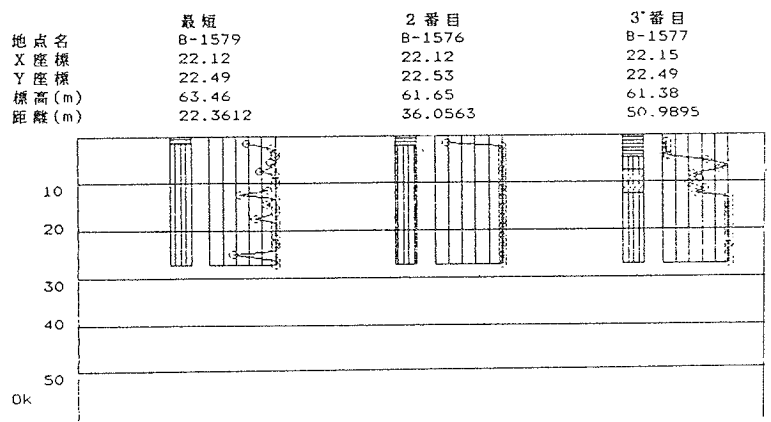


図-2 地点検索システムによる
土質柱状図及びN値図の表示例

また、垂直断面検索システムを用いた場合の土質柱状図の表示例を図-3に示す。

地点検索システムと同様に左上端には地点情報を表示し、縦軸には標高を、横軸には左端を始点、右端を終点とする検索点ととり土質柱状図を表示している。

この時、各土質柱状図はそれぞれの標高の値に対応して表示され、検索断面の高低差の情報も併せて得る事が出来る。

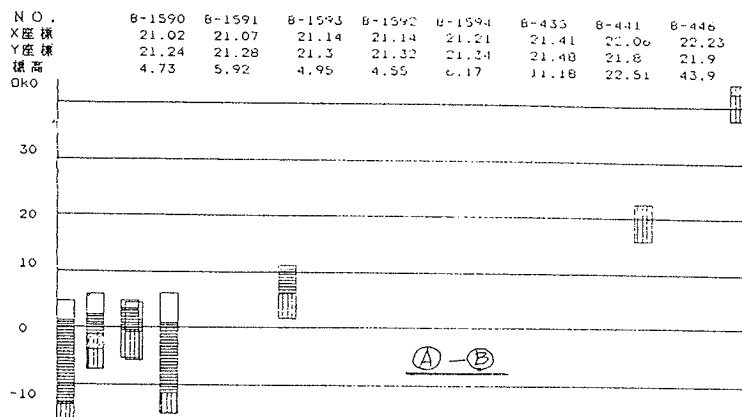


図-3 垂直断面検索システムによる
土質柱状図の表示例

4. まとめ

今回は那覇市の地盤情報のデータベース化を試みたが、土質調査記録の豊富な那覇市においてもボーリングデータの密度分布には地域によってかなりの差があり、本データベースではデータの空白地域が生じている。实际的に那覇市の中心地と周辺部では建設事業の上からボーリングデータの数に差を生ずるのはやむを得ない事とおもわれるが、より充実した地盤情報のデータベースとするためにはデータを補い空白部を減らす必要がある。

データベースが有効に利用されるためには、情報が豊富なこと、信頼がおけること、過去から現在までの情報が集積されていること、特に最新の情報が追加補充されていること等が必要である。地盤情報は、建設工事などに伴ってつねに生産されているので、この情報を可能なかぎり収集して新しいデータとして追加していくことが必要である。また、調査時期における地下水位情報や土の粒度、色調及び観察記事からなる地盤情報等をデータベースの項目として付け加え、その情報を分かり易く表示することによりさらに利用価値の高いデータベースとすることが出来、そのための研究が今後の課題といえる。

本データベースの製作にあたって使用した土質調査記録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厚くお礼申し上げます。また今後も研究のために、資料の提供をお願い致します。

5. 参考文献

- 多賀、西堀： 地盤情報データベースの作成と利用 、 地質と調査 1990年第3号
小松、西川： 一名古屋地盤図出版に当たっての一つの試み

- 嶺井： 沖縄の基礎地盤特性について(1)、 琉球大学 平成元年度卒業研究

6. 鏡原高架橋における島尻層泥岩を支持層とした鋼管杭の根入れについて

南部国道事務所 工務課長 緒方良一

監督官 饒波正史

○ 技 官 大城照彦

1. はじめに

基礎とは、「上部からの荷重を直接又は、間接的に支持層に伝え、上部構造物を安全かつ長期的に支持するための構造物」である。一口に基礎といっても、形式・工法ともに多種多様であり、現在においてもあらゆるニーズに応えようと新しい材料・施工法の開発がなされている。

本島中南部の場合、重要構造物になると支持層を島尻層とするケースが多く、南部国道管内における重要構造物においてもそのほとんどが同じケースであり、島尻層泥岩を支持層とし直接基礎、杭基礎等が多く採用されている。

那覇市鏡原地先に位置する鏡原高架橋（那覇東B・P）においては、ディーゼルハンマーによる打込み工法が採用され、鋼管杭（φ 800 L=8.00m ~24.00m）が使用されている。今回は島尻層泥岩を支持層とした鋼管杭の根入れ長さについて述べるものである。

2. 地盤概要

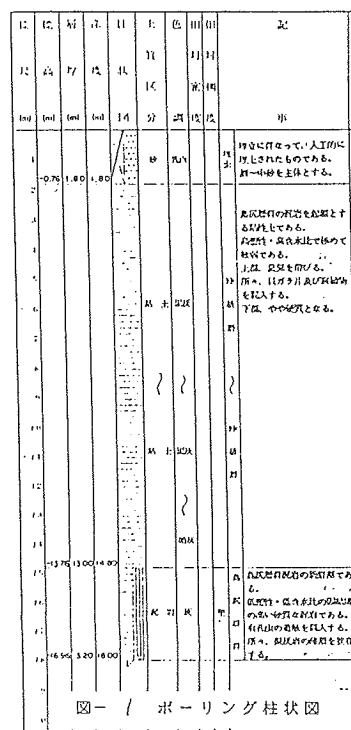
本工事箇所は、那覇市鏡原地先に位置し、干潮時には、潟となる標高0m前後を有する漫潮を埋め立てた沖積低地（標高1~2m前後）である。

この漫潮は、標高10~20m 前後の低位段丘面である石灰岩断層崖で囲まれた地溝低地で、国場川と饒波川との合流点より下流川には、幅広い河口が広がり干潟を形成している。

3. 基礎杭設計の考え方（当初設計）

道路橋示方書（社団法人 日本道路協会）下部構造編を参照して、支持力を算定した。P.264 ~P.267（静的算定式と呼ぶことにする。）

注）杭先端は、良質な支持地盤中に杭径程度（1D）貫入させること。



$$R_u = qdA + U \sum l_i f_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_u : \text{地盤から決まるくいの極限支持力(t)} \\ A : \text{くいの先端面積 (m}^2\text{)} \\ qd : \text{くい先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度(t/ m}^2\text{)} \\ U : \text{くいの周長(m)} \\ l_i : \text{周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)} \\ f_i : \text{周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(t/ m}^2\text{)} \\ R_a : \text{くいの許容支持力} \end{array} \right.$$

$$R_a = \frac{1}{n} \quad R_u = \frac{1}{n} (392.1 + 105.6) = \frac{1}{n} 497.7 = \frac{1}{n} 497.7$$

常時 165t 先端支持力：周面摩擦力≒ 4 : 1

4. 杭打込み（現場）

R1 ～ R10について、各躯体ごとに試験杭を2～4本施工した。今回は載荷試験で許容支持力の確認を行ったA2橋台についてまとめた。

1) 試験杭（No17杭）の打止めは、リバンドにより管理を行ったが、図-2に示すとおり5D打込んでも、リバンド量があがらず、先端支持力が期待できない状況となった。

2) 下記の杭の打止め管理の公式

（動力学的支持力公式、道示解、下部工編 P361）を用

いた支持力の判定は、4～5D根入れをとることによ

って、動的摩擦力を大きくし、許容支持力を確保した。

$$R_a = \frac{1}{3} \left(\frac{AEK}{eol} + \frac{NUl}{ef} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_a : \text{くいの許容支持力 (t)} \\ A : \text{くいの実断面積 (m}^2\text{)} \\ E : \text{くいのヤング係数(t/m}^2\text{)} \\ l : \text{くいの長さ (m)} \\ U : \text{くいの周長 (m)} \\ N : \text{くいの周面の平均N値} \\ K : \text{リバウンド量 (m)} \\ e_o, ef : \text{補正係数} \end{array} \right.$$

$$R_a = \frac{1}{3} (174.9 + 169.7) = 114.8 \text{ t}$$

先端支持力：周面摩擦力≒ 1 : 1

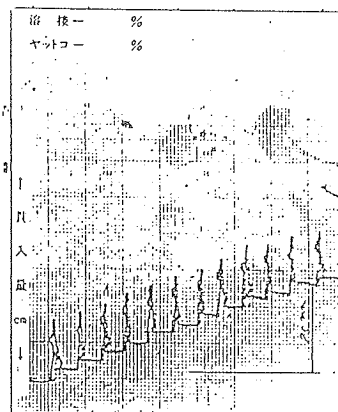


図-2 杭貫入量測定記録

表-2 杭の根入れ長

風化層の有無	t=9mmの場合	t=12mmの場合
あり	5.5D	5D
なし	4.5D	4D

その結果、鏡原高架橋全体を通して、
次のような傾向が得られた。

5. 鉛直載荷試験

前項のとおり杭長を決定したが、
杭の支持力機構で不明な点があり、
その解明を目的として杭の鉛直載荷
試験を実施した。

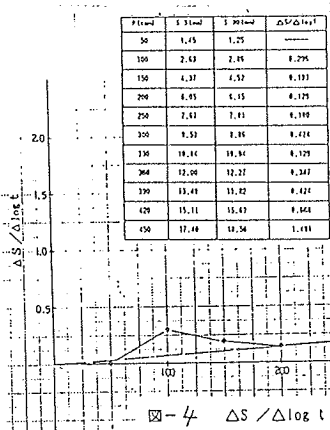


図-4 $\Delta S / \Delta \log t \sim P$ 関係図

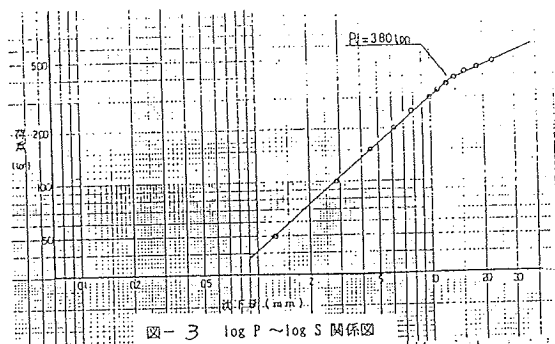


図-3 $\log P \sim \log S$ 関係図

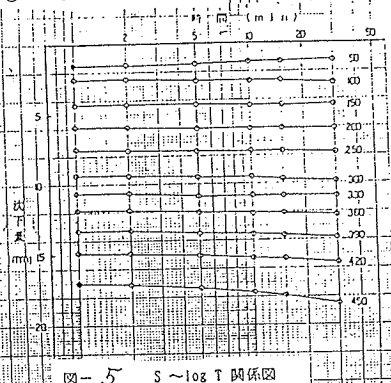


図-5 $S \sim \log t$ 関係図

1) 降伏荷重 (P_y) の推定 (図-3, 4, 5)

- a) $\log P \sim \log S \rightarrow P_y = 380 \text{ ton}$
- b) $S \sim \log t \rightarrow P_y = 360 \sim 390 \text{ ton}$
- c) $\Delta S / \Delta \log t \sim P \rightarrow P_y = 380 \text{ ton}$

↓

$\therefore P_y = 360 \text{ ton}$

2) 極限荷重の推定 (図-6)

$P_u = 480 \text{ t}$

3) 許容支持力の推定

長期許容支持力 R_a は、一般的に降伏荷重 P_y の $1/2$ 、極限荷重の $1/3$ の小さい方を採用する
となっているので以下のとおりとなる。

降伏応力に対して

$$R_a = \frac{P_y}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ ton}$$

極限応力に対して

$$R_a = \frac{P_u}{3} = \frac{480}{3} = 160 \text{ ton}$$

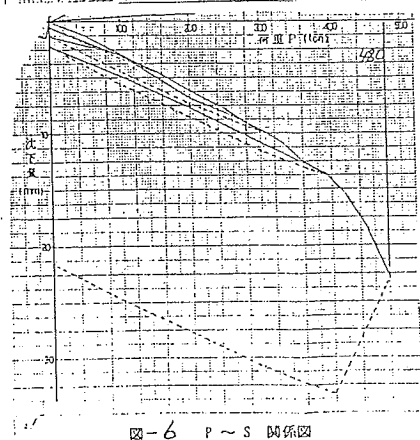


図-6 $P \sim S$ 関係図

となり、長期許容支持力は $R_a=160 \text{ ton}$ と判定した。A2 橋台の設計許容支持力は 100.74 ton であるので、本試験結果は十分な安全性を有している。

今回、動力学的支持力公式による杭の許容支持力 R_{a1} と載荷試験実測値との関係は $R_{a2}=1.39 R_{a1}$ となっているが、これは、一般的にいわれている $R_{a2}=1.3 \sim 1.6 R_{a1}$ の条件を包括している。

又、上記の関係を考慮し鏡原高架橋全体を考えてみても、動力学的支持力公式により算定した支持力は、十分な安全性を有すると考える。

6. 考 察

まず、当初設計時の静的支持力と現場での動的支持力との相違点について着目してみたい。先端支持力と周面摩擦力の比が、静的算定式で $4 : 1$ に対し、動的算定式では、 $1 : 1$ と大きく異なっている。これは、静的算定式の先端支持力の算定において極限支持力 $q_{dt} / \text{m}^2 \times$ 杭先端面積 $A \text{ m}^2$ を仮定しており、閉塞効果を 100% 見込んでいるが実際現場では、5 D 打込んでもリバウンドがあがらず、貫入量が一定なため杭先端断面積 $A \text{ m}^2$ を乗じること疑問を感じる。

これは、島尻層泥岩が地質履歴により著しい過圧密効果と結合力の影響を受けて半固結化している「弱固結状態にある粘土岩」であるので、土被り厚さよりも固結度に支配されているため 5 D 打込んでもリバウンド量が上昇しなかったものと考えられる。

また、鏡原高架橋のような飽和状態にある島尻層泥岩の場合、打撃により島尻層泥岩の結合力が低下し、面に対して静的算定式を得られるような支持力が期待されず、根入れ深さを増すことにより周面摩擦力が増大し、所定の支持力が得られたものと推察される。

すなわち、島尻泥岩のような固結度に支配されている地質の場合、面に対する支持力を期待するのではなく、周面摩擦力を考慮した所定の根入れ深さを確保する必要があるものとする。特に、飽和状態にある場合などは事前に泥岩の面に対する強度を把握し、設計に反映することが必要である。

7. あとがき

ディーゼルハンマーの杭打施工にあたり、今回は島尻泥岩への根入れを 4 ～ 5 D 確保することにより、上部構造物の安全性を確認したが、現段階においては試験杭を数多くこなし、その地域にあった地盤特性を把握し施工に望むことが、より安全な基礎工法に結びつくと思われる。

7. 構造物基礎の支持層としての新里層泥岩の地盤特性

(株) 中央建設コンサルタント

砂 川 昌 逸 ○伊野波 盛義

1. はじめに

沖縄島では、具志川市天願から嘉手納町砂辺へ抜ける“天願断層”以南の地域に島尻層群が分布している。島尻層群は、第三紀中新世後期から第四紀更新世早期にかけて堆積した海成の地層で、上位より新里層、与那原層、豊見城層に区分されていて、その全層厚は2600mに達するといわれ、同地域の基盤を形成している。¹⁾ (図1参照)

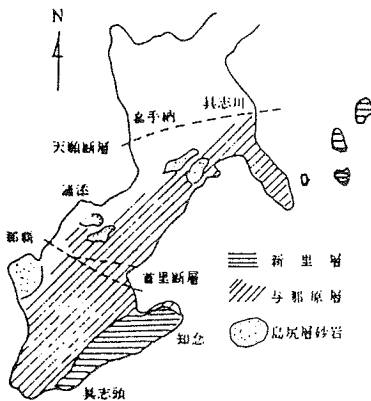


図1 島尻層群の分布略図²⁾

そのうち、地表部付近に分布し、土木・建築の分野で対象となるのは大部分が、与那原層に属する泥岩で、一部地域に新里層泥岩が見られる。この与那原層泥岩と新里層泥岩を総称して島尻層泥岩と呼んでいるが、通常、その分布の広さから単に島尻層泥岩と云えば与那原層泥岩の事を指す意味合いが強い。

与那原層泥岩は、固結度の低い軟質岩で、従来から調査、施工実績も多く、構造物の良好な支持層とみなされて来た。一方、新里層泥岩は、与那原層泥岩に比べ生成年代が若い事もあって、より軟質であり、構造物の基礎を考える場合注意を要しよう。しかしながら、これまで新里層泥岩についてはその分布範囲も狭い事もあって調査資料が比較的少なかった様である。

そこで、今度、新里層泥岩についてN値、一軸圧縮強度及び鋼管杭の打込み例を調べる機会があったので、その結果を報告するものである。

2. 新里層泥岩のN値特性

勝連町浜比嘉島沿岸における新里層泥岩のN値の深度方向への分布を図2に示す。図2では省略しているが新里層泥岩の上位には厚さ13m程の軟弱な海成沖積層が堆積している。

図2において、深度4m程までは深度と共にN値が次第に増加し、その後N値30~50の比較的一定した値が深度17mまで続き、さらにそれ以深でN値70~80と再び増加している。この傾向は同地域における他のボーリング地点でもほとんど同じであった。

ボーリングコアの性状は全体的に風化変色や亀裂等の変状は認められず、比較的新鮮な状態を呈している。比較参考として、与那原層泥岩のN値と玉城村における新里層泥岩のN値の分布を深度方向に対してプロットしたものを図3及び図4に示す。²⁾

図3において与那原層のN値の変化は、 $N < 20$ の風化領域、深度と共にN値50以上に増加する準風化領域、それ以深においてN値がほぼ一定値となる未風化領域に大別でき、その区別は明確で、しか

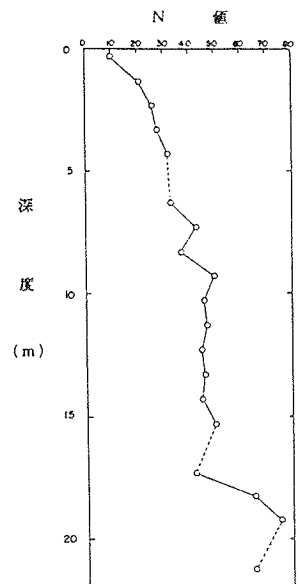


図2. 新里層泥岩(勝連町浜比嘉島)における深度方向のN値分布

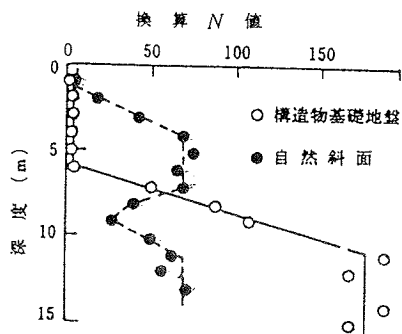


図 3 与那原層におけるN値特性²⁾

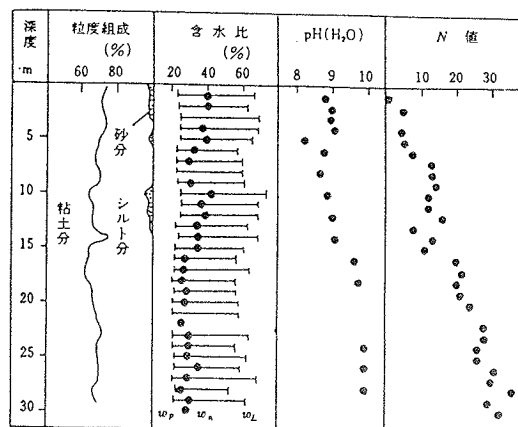


図 4 新里層(玉城村)における土質柱状図²⁾

も未風化層は比較的浅い深度にあって、そのN値は50以上を示すのが特徴である。

それに比べ新里層泥岩は、風化、準風化、未風化の区別があまりはっきりせず、未風化層と思える部分でもN値は50未満を示している事が多い。また、図2及び図4を比較してみると、新里層泥岩のN値は地域によって差がある様である。いずれにしても新里層泥岩は与那原泥岩に比べてかなりN値が小さく、軟質である事がわかる。また一般に重量構造物の支持層としてとらえられているN値50以上を示す層はかなり深部に分布する様である。したがって、新里層泥岩を支持地盤とする場合は、基礎形式にもよるが、支持層をどの地点にとらえるかが重要な検討事項になる。

3. 新里層泥岩の一軸圧縮強度特性

勝連町浜比嘉島沿岸における新里層泥岩の一軸圧縮強度試験の結果を深度方向にプロットしたものを図5に示す。

試験に供した試料はビニールスリーブ付ダブルコアチューブによって採取したボーリングコアを用いた。

図5より、当地における新里層泥岩は深度が深くなると共に、一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_{so} 、及び湿潤密度 ρ が増大し、逆に含水比 w_n が減少する傾向が見られる。

次に、一軸圧縮強度 q_u 、とN値の関係を示したのが図6である。図6には、本地域に隣接して行われた調査データ³⁾もふくめてある。

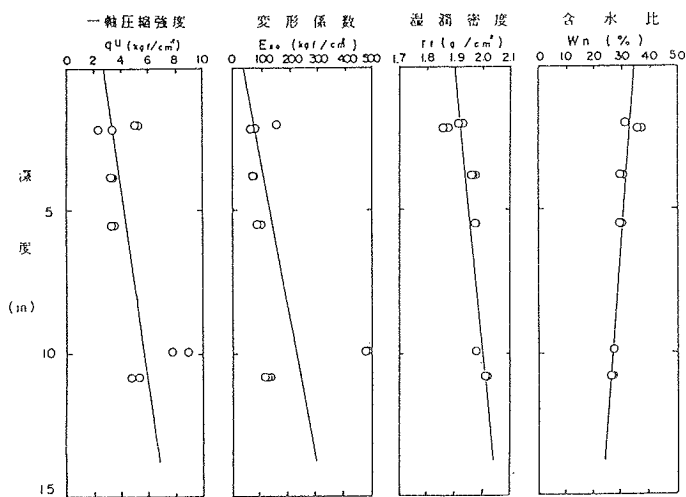


図 5 新里層泥岩(勝連町浜比嘉島)における土性図

図6によれば、バラつきはあるものの q_u とN値との間には概ね $q_u = N/10$ (kgf/cm^2) なる相関関係が得られる。この値は、与那原層泥岩の未風化層における q_u とN値の関係

$q_u = N/4 \sim N/5$ (kgf/cm^2)⁴⁾ に比べおよそ1/2の値となっている。

以上の事から、新里層泥岩は与那原層泥岩に比べ、一軸圧縮強度でほぼ1/2と軟質であり、また、より粘土的な特性を示している。

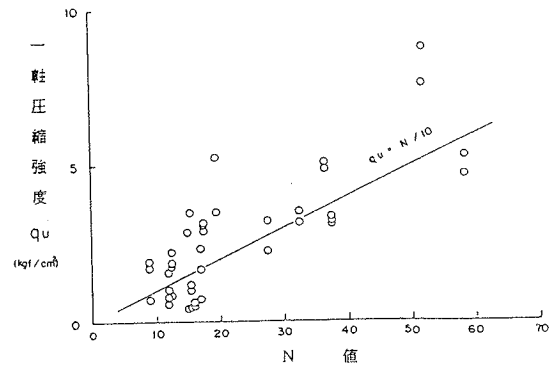


図6. 新里層泥岩（勝連町浜比嘉島）における一軸圧縮強度とN値の関係

4. 新里層泥岩地盤における鋼管杭の打込み例

前述した様に、新里層泥岩のN値は与那原層泥岩に比べ低く、N値50以上の層はかなり深部にあって、しかも一軸圧縮強度も与那原層泥岩のおよそ1/2の値となっている。その為、新里層泥岩を対象とした杭基礎形式を想定した場合、新里層泥岩内にかなり深く杭を打込まなければならなくなり、その打込みの可不成が問題となってくる。そこで、新里層泥岩において杭がどの程度打込めるのか調べてみた。以下に勝連町内において擁壁の基礎として新里層泥岩に鋼管杭を打込んだ例を示す。

当地の地盤は、最上部に崖錐あるいは盛土の粘土層が2～4.7mほど堆積しており、その下位到新里層泥岩が分布するが、N値が30以上を示すのは計画フーチング下面下3.4～11.5mとなっている。

設計ではN値30以上を支持層としてとらえ、杭径800mmの鋼管杭を支持層に2D程度根入れさせるものとして、最大杭長は14mとなっている。また、許容支持力は200t/本を見込んでいる。

施工においては、全杭とも設計深度まで打込めており、推定の支持層への根入れ長は、1.7～4.7mとなっている。杭は $N \geq 30$ では確実に打込めており、さらに一部 $N \geq 40$ でも打込めている。また、杭打ち記録から推定した動力学的支持力はほとんど200～300t/本で、一部根入れ長が短い箇所では200t/本弱となっているが、ほぼ設計値を満足している。

以上より、当地における新里層泥岩地盤の場合、 $N = 30 \sim 40$ では鋼管杭の打込みが充分可能で、しかも杭の根入れ長が短い箇所では支持力が低めに出ている事から、新里層泥岩では杭の根入れは深い方がよいと思われる。

5. ま と め

新里層泥岩について、勝連町浜比嘉島沿岸でN値特性及び一軸圧縮強度特性を、また、勝連半島で鋼管杭の打込み例を調べた。

その結果、新里層泥岩は与那原層泥岩に比べ軟質で、N値的にもかなり深部まで50未満の低い値が続く。

また、一軸圧縮強度 q_u は N 値との間に $q_u = N/10$ (kgf/cm^2) なる関係が得られたが、これは与那原層泥岩の未風化部のほぼ $1/2$ の値となっている。

従って、新里層泥岩を構造物基礎の支持層として取扱う場合、構造物の規模にもよるが、その支持層はかなり深部に位置し、杭基礎形式が採用されるケースが多くなりそうであるが、その際、新里層泥岩では $N = 30 \sim 40$ でも充分鋼管杭が打込めている例が見られ、杭の根入れはある程度深く取った方がよいと考える。

6. お わ り に

今回新里層泥岩について行なった調査は、勝連町における一例であり、これが新里層泥岩を代表するデータとは断定できず、今回はある程度の傾向が見出せたにすぎないものと受け取っている。

今後、各地の資料を集収し、さらに新たな調査が行なわれ、新里層泥岩の地盤特性がより明らかになる事を希望する。

引 用 文 献.

- 1) 沖縄タイムス社 : 琉球弧の地質誌
- 2) 九州大学出版会 : 九州沖縄の特殊土
- 3) 勝 連 町 : 町道 6 の 6 号線測量設計委託業務 土質調査報告書 昭和60年
- 4) 新 城 俊 也 : 土質材料としての泥質堆積層岩の力学特性に関する研究 昭和55年

8. 名護横断道路1号橋の深礎杭の設計について

北部国道事務所

金堀賢司

○当山全浩

1. はじめに

名護横断道路は、一般国道329号の名護市字世富慶を起点とし、名護市字二見間を結ぶ延長 $L=5.8$ Kmの道路である。当区間の現道は、平面線形、縦断線形が悪く、地形も急峻なため、異常気象時には通行規制区間にもなっている。

名護横断道路の起点より、1.3 Km～2.5 Km間については、線形検討の結果、高架橋で計画された。起点側より、名護横断道路1号橋 ($L=900$ m)、名護横断道路2号橋 ($L=43$ m)、名護横断道路3号橋 ($L=64$ m) として、平成元年度より工事着手に入り、平成3年度に完成予定である。

各橋梁の基礎工は、地形、地質条件等よりすべて深礎杭が採用された。今回の報告は、深礎杭の設計概要と深礎杭の設計に用いた土質定数について報告するものである。

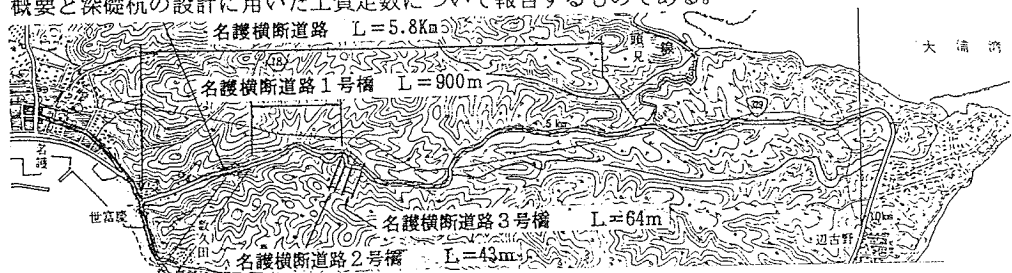


図-1 位置図

2. 名護横断道路1号橋について

名護横断道路1号橋は、延長が900 mあり、PC (プレテン) 橋が545 m (61%) 鋼橋が355 m (39%) である。下部工は橋台2基、橋脚34基からなる。橋脚34基の内31基は、張出式橋脚で基礎工の深礎杭は1本であり、図-2のようなイメージである。深礎杭は全部で43本施工した。杭径は最小2.0 m、最大5.0 mで2.5 m、3.0 m、3.5 mクラスが多い。杭長は最小5 m、最大29 mで、8 mから16 mクラスが多い。

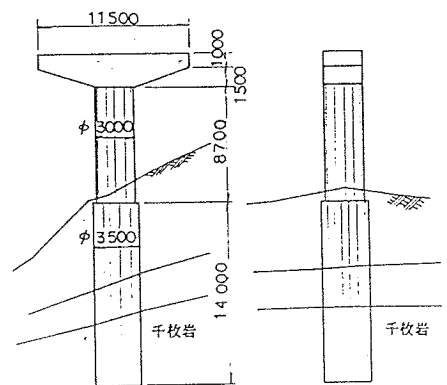


図-2 橋脚の構造図 (P10)

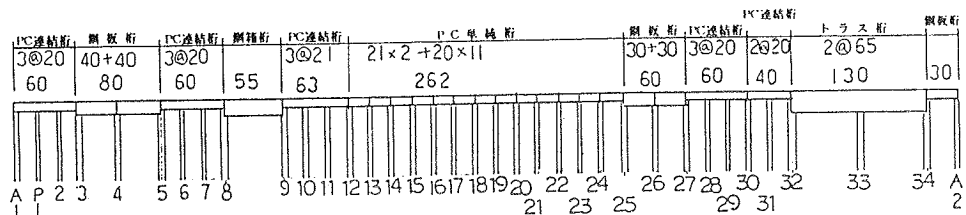


図-3 名護横断道路1号橋

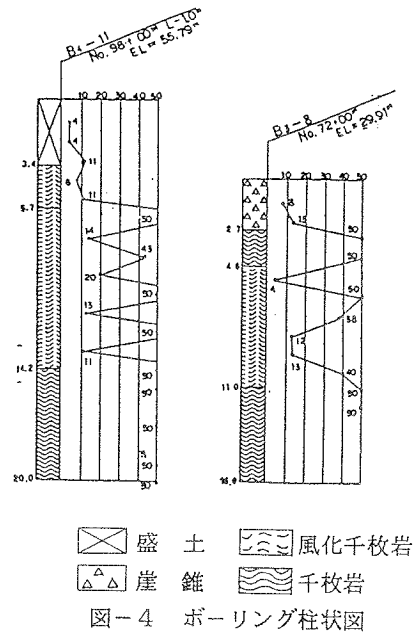
3. 地形、地質概要

当該区間は、地形的に国頭山地と総称される地域に属し、その特徴である北東－南西の島軸に連なる、名護岳・辺野古久志岳の間に刻まれた世富慶川の谷筋に沿って、南東に走る。道路の両側の斜面は急峻で、有効な土地利用が困難な地として殆ど未開発である。

地質的には、当区間に当たる西側世富慶側は名護層とされ、千枚岩である。

当該区間は、世富慶川の河床堆積物、現道盛土によるものと見られる厚くても2～4m以内程度の表層に覆われた箇所以外、概ね千枚岩が見られる。但し、この千枚岩は一部区間を除いて風化が著しく進み、特に上部5m以上はN値10に満たない土砂状を示す。その下方も風化が進行し、風化の程度に応じて土砂状から礫状を示す状況にあり、N値10～50程度を示す。

支持層となるN値50以上の千枚岩は、部分的に地表付近に見られる箇所があるが、その大勢は10m以深程度であり、20mの深度に達する箇所もある。



4. 深礎杭の設計概要

斜面上の杭基礎は前面地盤が有限であり、かつ傾斜しているため杭の設計に当っては、斜面の影響を考慮する。

①設計地盤面の設定

円弧すべり面を仮定し、円弧すべり安全率 F_s が常時 $F_s \geq 1.5$ 、地震時 $F_s \geq 1.2$ を確保できる面を設計地盤面とする。

②鉛直方向の許容支持力

許容鉛直支持力は、斜面傾斜角の影響を考慮する。

$$q_a = \mu \cdot q_{a0}$$

q_a : 深礎杭底面の許容鉛直支持力度 (tf/m²)

q_{a0} : 仮想水平地盤における深礎杭底面の許容支持力度 (tf/m²)

μ : 斜面の影響による低減係数

③杭本体に生じる変位と応力

水平バネ K_H 、底面鉛直バネ K_U 、底面回転バネ K_R 、底面せん断バネ K_S を求め、弾性支承上の梁の計算を行い、水平変位、せん断力、曲げモーメント、底面地盤反力度を求め、許容変位、許容応力度及び許容支持力内におさまるかチェックする。

④水平安定度照査

水平方向の安定計算は、深礎杭前面の各深さまでの水平力の総和が、その位置における地盤の許容水平力を超えないようにし、かつ支持層内の弾性領域への最小限入長は2m以上とする。

⑤深礎杭の杭長の決定について

深礎杭の杭長は、最低杭長（支持層・千枚岩に50cm以上貫入させる）、前記④の水平安定照査及び前記③の変位の3項目のうちいずれかで決まっている。

5. 深礎杭の設計に用いた土質定数

深礎杭の設計に用いた土質定数は、表－1 のとおりである。

表－1 深礎杭の設計に用いた土質定数

	C (t/m ²)	ϕ (deg)	E ₀ (kg/cm ²)	r (t/m ²)
盛 土	0	25	14 N	1.8
崖 錐	2	25	14 N	1.8
強風化千枚岩	5	30	14 N	1.8
風化千枚岩	10	35	14 N又は1,000	2.0
千 枚 岩	25	40	3,000	2.0

5-1 粘着力 C

- ①盛 土 現道部の盛土には粘着力を期待しないものとした。
- ②崖 錐 最も急斜面の円弧すべりの安全率を1.0としたときの粘着力。
- ③千枚岩 岩級区分によると千枚岩は軟岩に相当する。高速道路調査会の提唱する深礎杭設計計算のための土質定数では、性質の近い粘板岩の値を用いた。(表－2 参照)
 強風化千枚岩 岩錐と風化千枚岩の中間値
 風化千枚岩 D級岩盤の最大値
 千枚岩 C_L級岩盤の最小値

5-2 内部摩擦角 ϕ (表－2 参照)

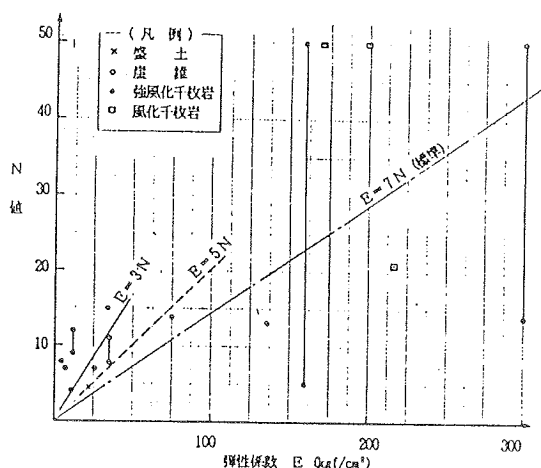
- ①盛土、崖錐 強風化千枚岩より低い値
- ②強風化千枚岩 D級岩盤の最大値
- ③風化千枚岩 C_L級岩盤の平均値
- ④千枚岩 C_L級岩盤の最大値

5-3 地盤の変形係数 E₀

土質調査結果より、標準貫入試験 (N) と、孔内水平載荷試験 (E_p) との関係をプロットすると図－5 のようになる。

一般的な関係はE_p = 7 Nであるが、本橋梁計画地点ではN値に比べ孔内水平載荷試験の値が低いことがわかる。

平板載荷試験で求めた変形係数E₀とE_pの関係は、E₀ = 4 E_pの関係がある。したがって、E₀ = 28 Nとなるのが一般的な関係であるが、本設計では図－5より、E_p = 3～5 N程度のバネでしかないので



図－5 N－E_p関係図

はないかと考えられる。よって、変形係数 E_0 については、 $E_0 = (28 \text{ N}) \times 1/2 = 14 \text{ N}$ とした。

①盛土、崖錐、強風化千枚岩 $E_0 = 14 \text{ N}$

②風化千枚岩 $E_0 = 14 \text{ N}$ 又は1,000 (D級岩盤の最大値)

③千枚岩 C_L 級岩盤の平均値

表-2 粘板岩 (ダムサイトの例) の土質定数

岩 級		C (t/m ²)		ϕ (°)		E ₀ (kg/cm ²)	
		範 囲	平均	範 囲	平均	範 囲	平均
硬 岩	B	225~275	250	40~ 50	45	30,000以上	30,000
	C _H	175~225	200	35~ 45	40	10,000~30,000	20,000
	C _M	75~175	125	35~ 45	40	5,000~10,000	7,500
軟	C _L	25~ 75	50	30~ 40	35	1,000~ 5,000	3,000
岩	D	10以下	0	20~ 30	25	1,000以下	

6. おわりに

深礎杭の設計において必要な土質定数の値は、前記でのべたとおりであるが、土質定数の値が設計に大きな影響をもつため、土質定数の決定に当っては慎重な検討が必要である。従来より他の発注機関に於いても、土質定数（特にC、 ϕ ）については本設計と同様な推定により決定している。道路橋示方書の改訂により、深礎杭に限らず、他の基礎形式でもC、 ϕ は基礎サイズ決定にあたって重要な因子となっている。今後は積極的に現位置でのせん断試験を実施し、沖縄における地盤定数決定のためのデータを蓄積していくことが望ましいと考える。

日本深層地盤改良協会神機支部 福田利夫
有限会社 大久組 照屋 馨○

29

③地盤改良部の強度は、圧縮強度によって改良部が破壊されない強度を設定する。

$$q_u = \frac{1}{n} P_{\max}$$

ここに、 q_u ：改良部の強度 (kg/cm²)

n ：安全率 ($n=3$)

P_{\max} ：最大荷重強度 (kg/cm²)

4) 地盤改良部仕様

①目標強度： $q_u=3.0 \text{ kgf/cm}^2$

②使用固化材：普通ポルトランドセメント

③固化材配合量の決定

固化材配合量は、計画地より採取した試料土により室内配合試験を行い室内試験結果が目標強度の3倍 ($q_u=9.0 \text{ kgf/cm}^2$) 以上になるように配合設定を行った。その結果を図-4に示す。

以上の結果より、固化材配合量は、 $C=160 \text{ kg/m}^3$, $W/C=80\%$ となった。

④改良ユニット：SEC $\phi 1000$ (2連)

4. 施工概要

1) 施工方法

本工事では、SEC工法の三点支持式を使用して施工を行ったが、現場が狭く、しかも周辺に住宅が密集していることから、騒音対策に特に注意を払った。また、前記システムにおけるセメントの供給は場所が狭いことから、セメントサイロを使わず、40kgのセメント袋を使って、人力で供給する方法をとった。

2) 施工管理

①現場管理

現場においての管理で改良位置とリーダーの鉛直確認は、トランシットで行い、改良深度、貫入速度及び注入量は記録計によって管理した。

②品質管理

改良杭の強度の確認はチェックボーリングにより、改良部のコアを採取し、一軸圧縮試験

により強度を確認した。また、施工直後に改良杭内に塩ビ管を挿入し、採取した供試体によって、7日強度、28日強度を確認し、強度の発現状況をチェックしながら施工を進めた。(表-1参照)

5. 考察

深層混合工法による施工は、安全性、品質ともに良質の結果をもって完了した。深層混合工法を建築物の基礎として応用する傾向は、全国的に最近とみに増えつつあるが、県内においても、今後は一般住宅の基礎や中低層ビルの基礎などに、さらに使用されていくことが期待される。その意味でも今回の施工例は、沖縄総合事務局発注の工事でもあり、一般住宅等に应用する場合の前例としては、またとない実績であると考えられる。

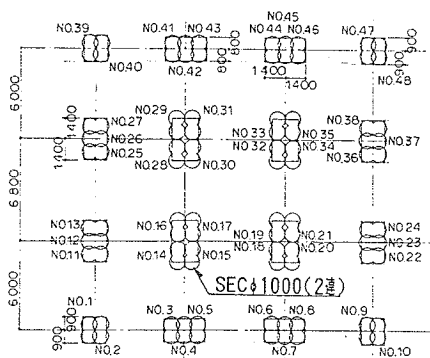


図-3 平面配置図

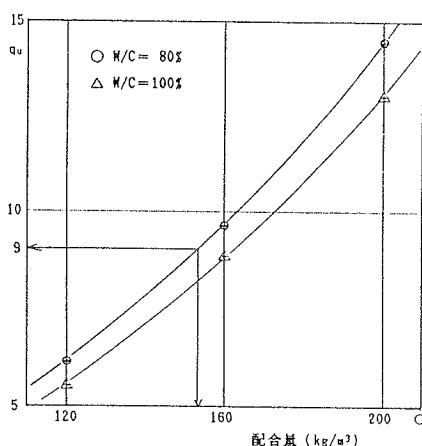


図-4 室内配合試験結果

表-1 一軸圧縮試験結果

杭番号	4 週 強 度				目標 強度	摘 要
	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4		
NO.22	5.79	5.88	6.41	6.03	3.0	塩ビ
NO.46	6.39	6.43	6.22	6.35	3.0	塩ビ
NO.40	8.78	5.49	6.80	7.03	3.0	フィク

10. 多数アンカー式擁壁工法による擁壁・土留めの設計と施工

——— 沖縄県城辺町役場での工事例 ———

城 辺 町 役 場	島尻敏男
岡 三 興 業 (株)	丸山健吉
〃	菊池信夫
〃	小溝明宏

1. はじめに

近年、道路建設などの盛土工事に、補強土壁が多く使われるようになった。このように補強土壁が施工される背景には国土の約80%が山地で占められているという平地の少なさ、土地の値上がりによる用地買収の難しさ、垂直施工による土地の有効利用、材料が2次製品のため工期の短縮ができるなどの点から広く使われるようになった。

補強土工法のうち壁面を有する盛土の補強土工法として、テールアルメ工法がある。しかしテールアルメ工法は砂質の盛土中に帯鋼(ストリップ)を配置し、土粒子とストリップの摩擦抵抗とストリップの高い引抜抵抗力によって発生しようとする変形をストリップの引抜き抵抗により拘束するものであることから、盛土材料にせん断低抗角の大きい砂質系を用いなければならないという制約がある。

これに対し、多数アンカー式擁壁工法は、アンカープレートに有するタイバーを補強材としタイバーと土とがアンカープレートの支圧力により結合された土を補強できることから、盛土材料は工事目的に合えば砂質土や粘性土、あるいはトンネルずり等、広範囲の土質に対応できるという特長がある。

本稿は、沖縄県城辺町役場で施工した多数アンカー式擁壁工法を例に取り、工事および設計概要について報告するものである。

2. 工事概要

工 事 名 : 浦底漁港関連道路整備工事 (福北～浦底線工事)

工 事 場 所 : 沖縄県宮古郡城辺町 浦底地内

3. 工法決定

当地の計画される道路は、比高差約60mで、海側へ一割程度の勾配をもち付近一帯の水路となる凹地を呈している。計画されている盛土高さは約10m～20mであり、土羽だけで盛土を行なうと非常に広範囲の底面をもったピラミット型の構造物となってしまう、海岸への影響が出ることから、垂直補強土擁壁工法の検討がなされた。一方、盛土に使用される良質材が入手困難なため現地発生土や土取り場の残土を使用することなども、考慮した工法選定が必要となった。

土質試験の結果より、

コーラル $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$

$\phi = 36^\circ$

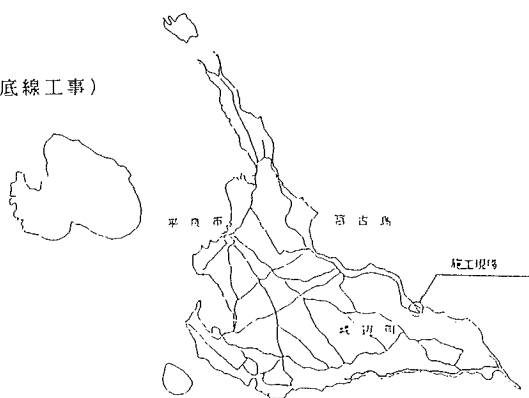
$c = 1.0 \text{ tf/m}^2$

粒 径 0 ～ 500mm

島尻マーシ $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$

$\phi = 23^\circ$

$c = 1.5 \text{ tf/m}^2$



粒 度 特 性	礫分 (200 μm 以上)	%	24.5
	砂分 (74 μm ～ 2000 μm)	%	4.1
	シルト分 (5 μm ～ 74 μm)	%	51.9
	粘土分 (5 μm 以下)	%	19.5

以上土質試験の結果と、左記に示す各工法の盛土材料の適合性を総合的に判断すると、垂直補強土壁の盛土材として砂質土だけでなく、粘性土、岩ズリ等も使用できる、多数アンカー式擁壁工法を採用した。

3-1 多数アンカー式擁壁工法

多数アンカー式擁壁工法は、鉄筋と土が仕切り板の支圧力によって結合され、強度の弱い土を補強できるという原理に基づいている。真込め土には、砂や普通土だけでなく、粘性土あるいはトンネルのズリを用いても一向にさしつかえない。粘性土は粘着力があるから、施工中に壁で支えてやれば、ある程度の高さまで自立できる。この性質を使えば極めて経済的な設計ができ、また、フレキシブルであるから、地盤が軟らかくて多少の沈下が起こっても十分追従することも出来る。

このような補強土法としてはフランスで考案されたテールアルメ工法が広く知られ、多くの実績と高い評価を得ている。しかし、テールアルメ工法は粘着力のない砂質土でできた盛土中に、帯鋼を層状に埋め込み、帯鋼と盛土材との摩擦力で盛土を補強するという原理に基づいているので、シルト分および岩ズリで粒径が大きなものなどの含有率の高い盛土材は使用が困難という弱点がある。

これに対して多数アンカー式擁壁工法は、盛土の目的にさえあえば土質を選ばず、現場に最適な設計で構築できるのが最大の特長である。

4. 多数アンカー式擁壁工法の設計概要

4-1 設計条件

1) 盛土材料

盛土材料には前項土質試験結果より、島尻マージ、コーラルの2種類の土を使用するが、多数アンカー式擁壁工法の経済性、施工性を考慮して、盛土体内にはコーラルを使用する。

2) 許容応力度

鋼材

許容引張応力度 $\sigma_{ra} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$

許容せん断応力度 $\sigma_{sa} = 900 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリート

許容圧縮応力度 $\sigma_s = 70 \text{ kgf/cm}^2$

3) 鋼材の腐食代

年間の腐食代を0.01mmとし、各部材の両面から腐食すると考え、耐用年数を50年とし、
 $0.01(\text{mm}) \times 50(\text{年}) \times 2(\text{面}) = 1.00 \text{ mm}$ 。

さらにすべての鋼材には溶融亜鉛メッキ HDZ55（付着力550gf/m²）以上の処理を行ない、地下水位上昇で塩分含有の恐れのあるところには、その上に亜鉛材の塗装を行なった。

盛土材	多数アンカー式擁壁工法	テールアルメ工法	
	<ul style="list-style-type: none"> ・特に粒径の規定はない。 ・路体盛土の締固め基準以上の締固めが必要。 	粒 径	重 量 比
		250mm	0
		150mm 以下	25% 以下
		75μm 以下	25% 以下
		大小粒が適度に混合したもので締固めしやすいもの。	

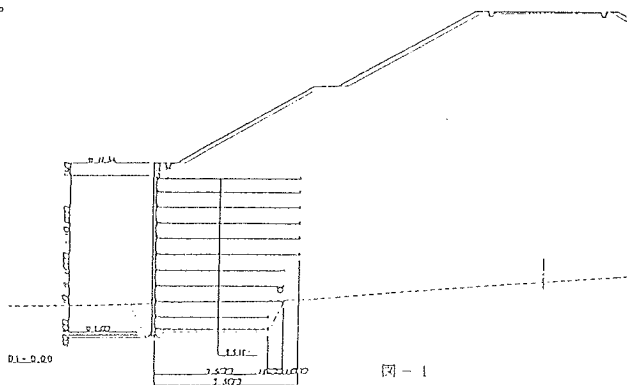
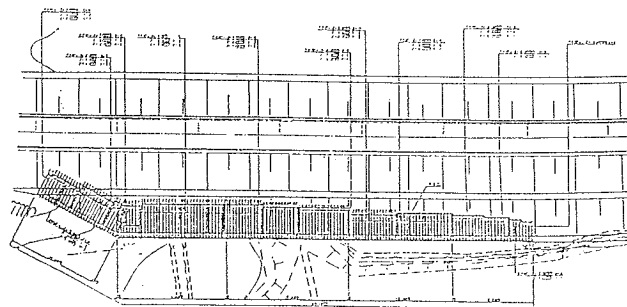
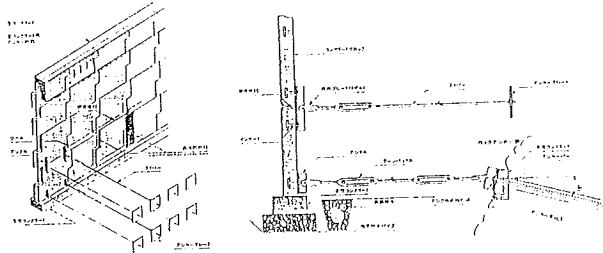


図-1

5) 天端処理および排水

多数アンカー式擁壁のコンクリートブロックは水平に設置するため、道路の縦断勾配があると、天端に調整用コンクリートが必要となった。

アンカープレート背面に暗渠排水を設け、多数アンカー式擁壁盛土体に水が浸入しないようにした。また、施工中や法面からの雨水の侵入は、コンクリートブロックの縦目地から排水する構造となっている。



5. 施工

5-1 工事内容

多数アンカー式擁壁工

施工延長 $L = 124.1 \text{ m}$

壁高 $H = 2.00 \sim 10.00 \text{ m}$

壁面積 $A = 1002.948 \text{ m}^2$

コーナー部 1ヶ所

ブロック枚数 690枚

タイバー本数 1560本

5-2 施工方法

5-2-1 多数アンカー式擁壁工法の施工

使用重機

トラッククレーン 15t級 1台
(コンクリートブロックの設置)

ブルドーザ 15t級 1台
(盛土の敷き均し、転圧)

バックホウ 0.7 m^3 2台
(盛土の敷き均し、材料小運搬)

ランマー 80 kg 1台
(壁背面の転圧)

ダンプトラック 10t級 2台
(盛土の運搬)

5-2-2 施工手順

施工手順を図-2に示す。

5-2-3

多数アンカー式擁壁工法盛土体内の締め固めを、最大乾燥密度の85%以上とし、壁面の垂直度を $\pm 0.03 \text{ H}$ (H:壁高)とする。

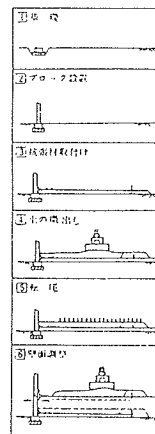
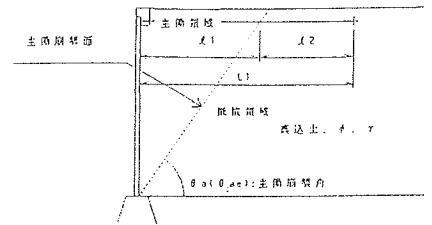


図-2

6. まとめ

設計では、 $c = 0 \text{ tf/m}^2$ で土圧計算をすると、島尻マーヅとコーラルでは、土圧強度にかなりの開きが出た。幸い当現場では、島尻マーヅとコーラルの二種類の土質を使用するため、多数アンカー式擁壁工法盛土体内にコーラルを使用し、そのほかは島尻マーヅを使用することによって壁面にかかる土圧の軽減を図り、より一層の経済設計ができた。

盛土内のアンカー材の長さ
盛土厚のアンカー材の長さ L (壁面からアンカープレート前面までの距離) は、主筋距離より底筋距離に $L/2 + 3.2\text{m}$ 加えた長さとし、 $L/2$ を求めこれを最近上段の筋間距離 $(\phi \times \text{長さ})$ に切り上げた値とする。
(ただし $L/2$ が筋間長さのときは、そのままの値とする。)
主筋距離、底筋距離はクレーン土座位置に合った値にすべしを確保すると下図の通りとなる。



$$\begin{aligned} \text{筋間主筋間隔} & \phi a \\ \phi a &= 45 \times \frac{\phi}{2} \\ \text{筋間主筋間隔} & \phi ac \\ \phi a &= 90^\circ - \arctan \left[\frac{-\sin \phi + \sqrt{\cos^2 \phi - \sin^2 \phi}}{\cos \phi} \right] \\ \phi a &= \arctan kh \end{aligned}$$

ϕ :土の内部摩擦角
 kh :壁高と土圧係数

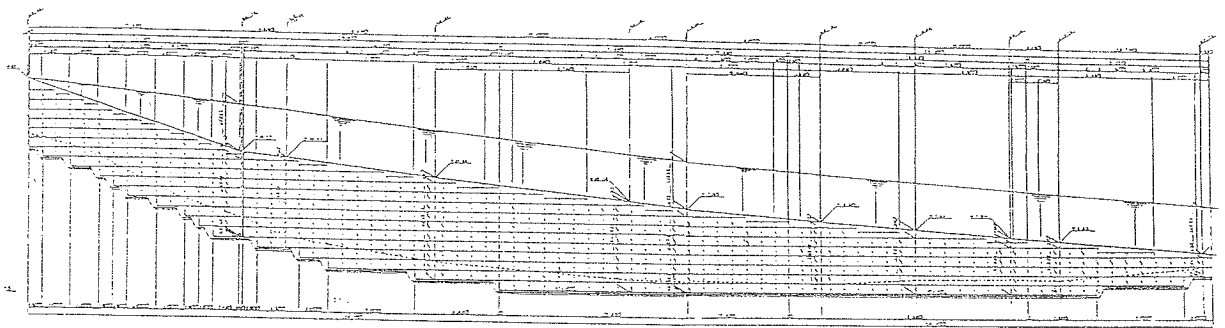
4) 使用部材の決定方法

擁壁背面に作用する土圧強度をクーロン土圧によって求める。タイバー取り付け位置ごとに、一本当りのタイバーに作用する引張力を求め（タイバーの上下間隔 1.00 m、左右間隔 0.75 m）、これよりタイバーの径を決定する。

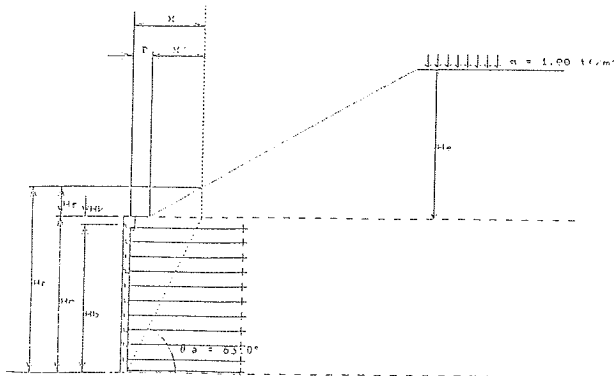
上記要領で、アングル、アンカープレート、ボルトの部材を決めていく。

タイバーの長さは、実物大実験、室内試験などの結果より、主働崩壊面から後方へ、アンカープレートの高さ（40 cm）の8倍（3.2 m）以上を埋め込むように全長を決定した。

また設計に当って、盛土体全体の円弧滑り、安定度等から図-1にした。



土圧計算に用いる仮設土の換算高さ H_s の算出



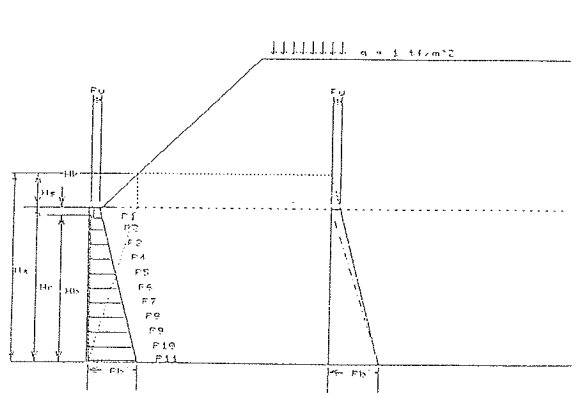
前記設計条件より土圧換算土の換算高さ H_s を求めると、

$$\begin{aligned} H_b &= N \cdot 1.0 = 10.0 \text{ m} \\ H_r &= H_b \cdot \tan \theta = 0.561 \cdot 10.0 = 10.561 \text{ m} \\ \theta_a &= 45^\circ + \phi/2 = 45^\circ + 36.0^\circ/2 = 63.0^\circ \\ \tan \theta_a &= H_r / X \quad X' : H_s = n : 1 \\ X &= H_r / \tan \theta_a \quad X' : nH_s = X - B \\ nH_s &= B + H_r / \tan \theta_a \quad X' \cdot B = X \\ nH_s &= \frac{H_r}{\tan \theta_a} + B = \frac{H_r - B \cdot \tan \theta_a}{\tan \theta_a} \\ (\text{ただし } H_s > H_e \text{ の場合は } H_s = H_e \text{ とする}) \\ H_s &= \frac{H_r - B \cdot \tan \theta_a}{n \cdot \tan \theta_a} = \frac{10.561 - 1.320 \cdot \tan 63.0}{1.80 \cdot \tan 63.0} = 2.256 < H_e \\ H_s &= 2.256 \text{ m} \end{aligned}$$

従って計算に用いる仮設土高 H_a は
 $H_a = H_r + H_s = 10.561 + 2.256 = 12.817 \text{ m}$ とする。

H_a : 仮設土高
 H_b : アンカープレートの高さ
 θ_a : 土圧換算土の傾斜角
 H_e : 土圧換算土の傾斜角
 X : 土圧換算土の傾斜角
 X' : 土圧換算土の傾斜角

擁壁背面に作用する土圧強度の算出



土圧分布図

- 1) で求めた仮設土高 H_a より擁壁の最下部における最大土圧強度 F_b を求めると
 $F_b = \gamma H_a K_a + q K_a = 1.7 \cdot 12.817 + 0.0 \cdot 0.259 = 5.643 \text{ t/m}^2$
 P_b : 擁壁の最下部における土圧強度
 γ : 換算土の単位体積重量
 ϕ : 換算土の内摩擦角
 P_u : 擁壁天端における背面土圧強度

ただし土圧係数 K_a は次式により求める

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]} \\ &= \frac{(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin 36.0) / (1 + \sin 36.0)} = 0.259 \\ \alpha &= \text{壁面と鉛直面のなす角} = 0 \quad \beta = \text{土圧換算土面と水平のなす角} = 0 \\ \phi &= \text{土圧換算土の内摩擦角} = 36.0^\circ \quad \delta = \text{壁面摩擦角} = 0 \\ \text{土圧換算土の背面は仮設土で換算する} \quad \beta = 0 \text{ とし、土圧換算土の背面摩擦角 } \delta = 0 \text{ とする。} \end{aligned}$$

注) 仮設土高 (H_a) より擁壁最下部における土圧強度 (F_b) を求め、擁壁天端に作用する土圧 (0 または $q F_a$) を加えた土圧分布は全体的にかなり小さな値であるが、安全側を考慮して天端土圧 (P_u) を 1 t/m^2 とする。

11. ジオグリッドを用いた山間地道路盛土の設計と施工

石川市役所	新垣 勇誓
(株)八代エンジニアリング	久高 勉
三井石化産資(株)	木下 栄治 ○
同	末石 辰広

1. まえがき

近年山間地の道路建設において、環境学関係者と建設関係者の間で、環境か社会生活かの論議が盛んに行われる様になった。ここに紹介するジオグリッドを用いた急勾配盛土工法は、その特性から双方の妥協点ないし解決点を提供できるものと考え、今後の参考に供する。

2. ジオグリッドを用いた急勾配盛土工法の特長

ジオグリッド（工学的名称）は、土等を補強する為の格子状に成形されたプラスチック製品で、土を拘束するための強靱な節点強度と剛性、土を補強する為の強度とヤング率及び化学的な長期安定性をもっている。（商品名テンサー）

このジオグリッドを用いた急勾配盛土工法には、数々の特長があるが、当地において採択要因となった諸特性は、つぎのとうりである。

- ① 急勾配とする事により、下部自然植生の破壊を最小限にできる。
- ② 現地発生土を転用するので、余分な土捨て場を設置する必要がない。
- ③ 法面を緑化できるので、周囲の景観にマッチする。
- ④ 不同沈下にも追隨して形状が保持されるので、特別な基礎は不要。
- ⑤ 安全で経済的である。

3. 設計条件

この道路は図-1に示すとうり、山と谷を縫うように計画された。谷側の盛土材は、山側の切土材を転用する事とした。土質定数は図-4に記入した数値を用いた。

また法面勾配を1:0.3とすると 盛土高は6mとなる。上載荷重は盛土1mと重機荷重1tf/m²を考慮した。

4. 急勾配盛土工法の設計

ジオグリッド（テンサー）を用いる為の設計法は、英国のJEWELLによって1984年に発表され、我が国では翌年鹿児島県の道路盛土の設計に初めて適用された。

設計思想の骨子は、発生土圧力に相当する補強材の強度が垂直方向に適切に配置されることと、楔破壊に関する内的安定と支持力及び滑動に関する外的安定に対して十分な敷設長さを確保することにある。前者は二分割楔破壊モデルで電算により与えられた図-2のチャートから垂直配置を計算される。後者には楔破壊モデルと地盤支持力モデル及び滑動モデルの3つのモデルが設定され、それぞれ電算によるチャートが作成され、さらに3つを全てクリヤーする最大値が図-3のように与えられており、図-3を用いて敷設長さが計算される。

実設計では、これらのチャートを利用した簡素なワーキングシートで行われ、図-4の断面図を得た。図-5は正面図である。紙数の都合により、設計の詳細は省略する。

5. 急勾配盛土工法の施工

施工は1989年9月から1990年2月に亘って行われた。施工の詳細は当日スライド等で紹介する事とし、ここでは今回の施工を通じて得られた知見の内で今後の参考になりそうな事項を列記する。

- ① 本工事は土とプラスチックのみで構造物が形成される。この為土の管理、なかでも含水比と締め固め度の管理は重要である。
- ② 工事中の降雨対策も重要である。特に計画路面が傾斜している上方からの表面排水には充分留意する必要がある。
- ③ 法面の出来形は、施工時の土嚢の積み上げ管理とセンサーの緊張作業及び盛土の管理の程度に大きく左右される。

6. おわりに

当地の工事においてセンサー急勾配盛土工法は、前記の特長（２．）が充分生かされ、威圧感のない自然な印象を与える法留工法として完成した。

現在本工法の実施例は約500 例で今後も多くの工事に採用されると思われるが、さらに発展する為にはより経済的な設計法の確立と施工の省力化が挙げられよう。

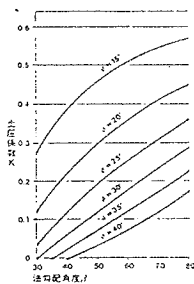


図-2 土圧係数

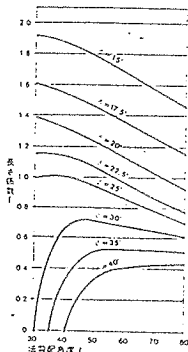


図-3 敷設長さ係数

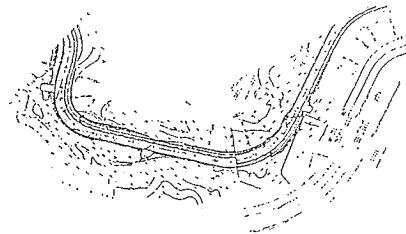


図-1 道路計画平面図

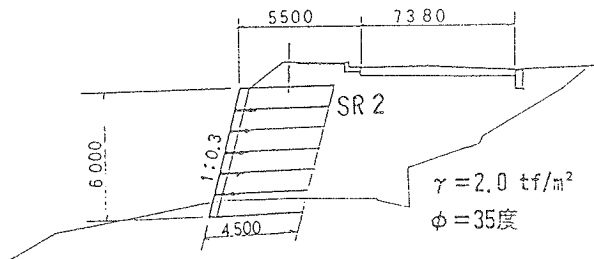


図-4 標準断面図

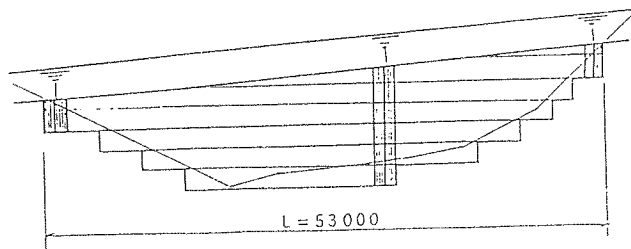


図-5 正面図

12. 三成分コーン試験による海底地盤特性の把握

沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 ○古川 正美

//

中野 敏彦

沖縄総合事務局那覇港工事事務所

//

前原 弘海

生巢 武

1. まえがき

土質調査において最も多く用いられているのは、標準貫入試験と不攪乱採取による方法であるが、広域調査などにおいてはコスト面で問題となり、また非常に複雑な地層構成を把握するにはデータの密度に問題が残る。このような状況に対処するために、機動性に富み精度の良い原位置試験として三成分コーン試験が注目されている。

本報告は、軟弱な海底地盤において土質調査と三成分コーンによる貫入試験を同一地点で併用して行い、土質状況及び非排水（UU）試験結果等と比較し、その適用性について検討したものである。

2. 調査概要

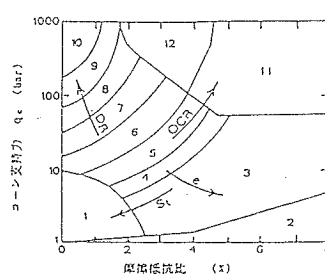
(1) 調査地点と土質状況

三成分コーン試験による調査地点は、那覇港新港ふ頭地区地先の海底地盤で行った。調査地点の水深は13～14mであり、海底地形は幅70～80m程度の窪地となっている。

調査地点の土質は、シルト分を多く含んだ砂礫混りの軟弱地盤である。そのため、窪地を中心にボーリング調査を行い、その中でも最も地盤強度の弱く、50m離れた2地点（No.4及びNo.5と呼ぶ）において、三成分コーン試験を併用した。

(2) 三成分コーン試験

三成分コーン試験は、コーン貫入抵抗 q_t 、間隙水圧 u_d 、周面摩擦 f_s の三成分を同時に測定する静的コーン貫入試験であり、地盤強度や土層判別等が推定できる。コーン先端の断面積は、調査地点No.4で15cm²、No.5では10cm²のものをそれぞれ用い、コーンの貫入は、毎秒1cmの速度で実施した。土層判別法としては図-1に示すように、周面摩擦に対するコーン先端抵抗の比（摩擦抵抗比： f_s/q_t ）から求める場合と間隙水圧に対する先端抵抗と土被りの差との比（間隙圧比： Bq ）から求める場合がある。



- 注：
1. 域内にオーバーラップ（重なり）が見込まれる。
 2. その域内での対比が望ましい。
 3. 30以上として30ノットルより低い部分のデータに基づく。
 4. Bq-Qとチャートに於けるオーバーラップを避ける消滅の有無を確認する。

地域	q _c /N	土の層のタイプ
1	2	凝結性の高い細粒
2	1	有機物質
3	1	粘土
4	1, 5	シルト質粘土及び粘土
5	2	粘土質シルト及びシルト質粘土
6	2, 5	砂質シルト及び粘土質シルト
7	3	シルト質砂及び砂質シルト
8	4	砂及びシルト質砂
9	5	砂
10	6	粗粒砂及び砂
11	1	非常に細かい細粒 (*)
12	2	砂及び粘土質砂 (*)

CPTUデータからの土の層の分類方法
(Robertson 他, 1995 以降)

3. 調査結果

図-2には、調査地点No.4及びNo.5における土質試験結果と三成分コーン試験結果を示す。さらに、三成分コーン試験によって得られたデータを基に前記図-1を用いて推定した土質柱状図も示す。土質調査は、支持層（琉球石灰岩）まで調査しているが、三成分コーン試験は、特に軟弱な表層から深さ約10m程度連続的に測定した。

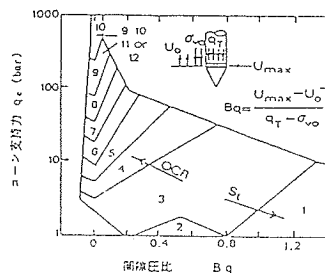


図-1 土層判別図表

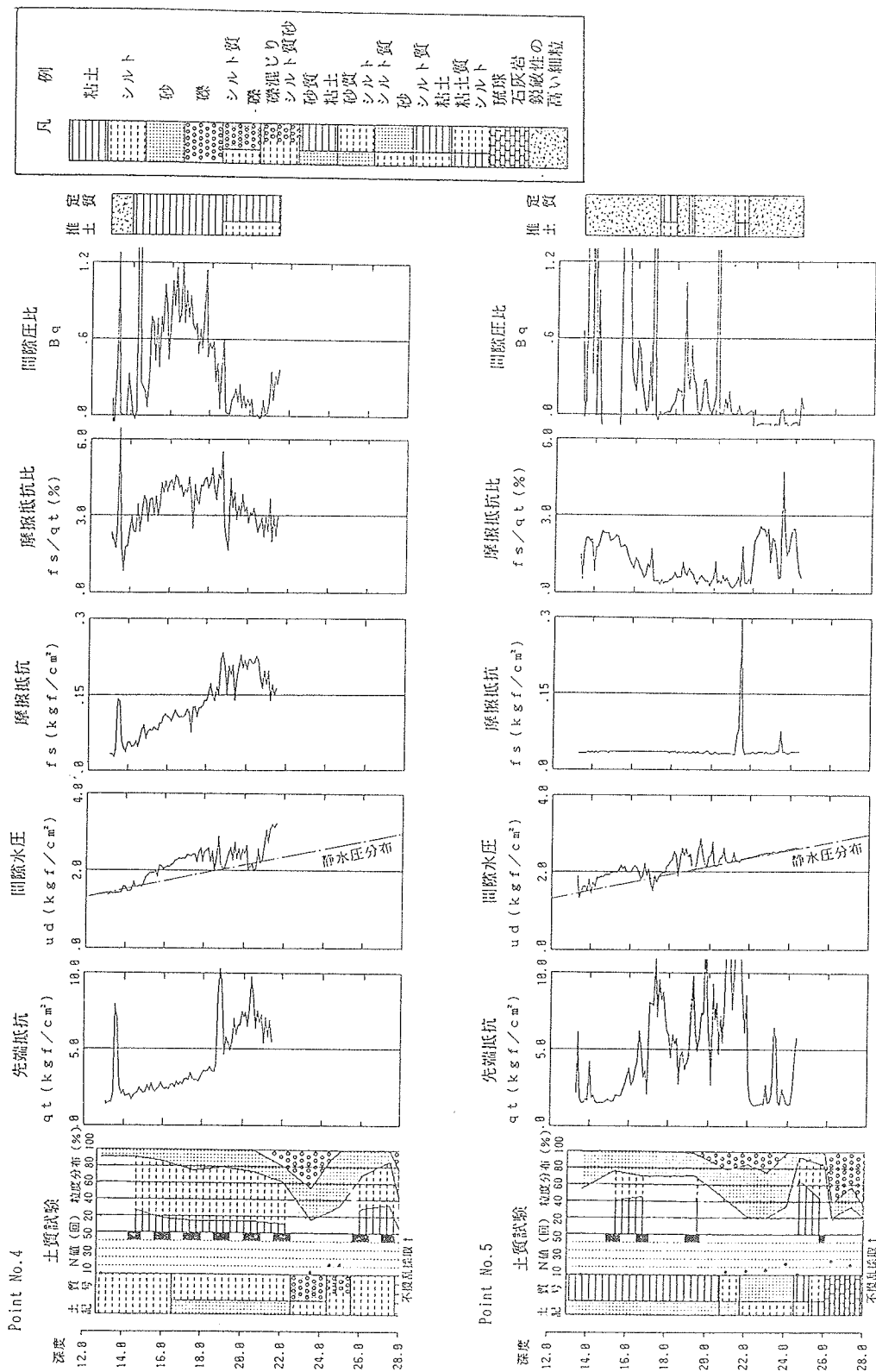


図-2 土質試験と三成分コーン試験の結果

図-2には、深さ10cm毎の値を図示している。

(1) 土質試験と三成分コーン試験の比較

調査地点No.4の土質試験結果より、表層から深度16.5mまでの粒度分布は、細粒分（粘土、シルト）が90%弱を締め、砂分10%強を含むシルト質土で、含水量が多くN値が0（ロッド自沈）である。深度16.5～22.5mでは、上層に比べ砂分が増え（20%程度）、粘土分10%程度の砂質シルトとなり、小さな貝殻片を混入している。深度21～24m付近はサンゴ礫（ $\phi 30\sim 50\text{mm}$ ）主体の礫分が多い。深度24.35～25.6mでは、砂分が60%占める礫混じりシルト質砂となる。深度25.6～27.8mでは、礫分が少なく粘土シルト分が30～40%占めるシルト質土になっている。

コーン試験結果より、表層2m程度では、 q_t が 0.2kgf/cm^2 で u_d が静水圧（図中一点鎖線）とほぼ同じことから、含水量が多く緩い土質である。それで深19mまでは、 q_t が $2.0\sim 3.5\text{kgf/cm}^2$ 、 u_d は $0.6\sim 7\text{kgf/cm}^2$ 程度の過剰水圧が発生している。 f_s は $0.03\sim 0.15\text{kgf/cm}^2$ と徐々に増加している。これらの結果から、表層付近を除く深度19mまでは、軟弱な粘性土であると思われる。深度19～20.5mでは、 q_t が $3.5\sim 7.5\text{kgf/cm}^2$ と上層より大きくなっている。このことは、砂分増加によるものと思われる。それで深は、礫分の増加により q_t が大きく u_d が小さくなる。それ以降 u_d が大きくなり、 q_t 、 f_s が小さくなることから部分的に粘性土が存在するものと推定される。深度14mと19m付近に q_t のピークが見られるが砂や礫（サンゴ）が薄く噛んでいるためと思われる。

調査地点No.5の土質試験結果より、表層から20.8mまでの粒度分布は、細粒分が50～70%強であり、砂分20～40%であり、17m以深には少量のサンゴ礫（ $\phi 3\text{mm}$ ）を混入する砂質粘土で含水量が多く表層付近でN値0（ロッド自沈）である。深度20.8～21.8mでは、サンゴ礫分（ $\phi 20\sim 70\text{mm}$ ）が20%程度存在し、砂分40～60%、細粒分30～40%を含む砂質シルトでN値が4である。深度21.8～24.5mでは、上層に比べ砂分60%、細粒分20%、礫分20%を含むシルト質砂でN値が5程度である。深度24.5～26.1mは、粘土分を40～60%含むシルト質粘土でN値が0である。深度26.1m以深は、礫分が40～60%含む琉球石灰岩でN値は10以上である。

コーン試験より、深度14～17mで q_t が 1.7kgf/cm^2 で、 0.5kgf/cm^2 程度の過剰間隙水圧が発生している。 f_s は 0.03kgf/cm^2 と小さい。このことから、外力に対して乱れやすい鋭敏性の高い軟弱な粘性土であると推定される。深度17～18.5mでは、上層に比べ q_t が増し、 u_d が小さくなっていることから、薄い砂層が噛んでいると思われる。深度18.5～22.0mでは、 q_t 、 u_d の値に大きな変化がある。 f_s は 0.03kgf/cm^2 と小さい。このことは、緩く薄い砂層や少量の礫の混入によって生じたものと推測される。 f_s の増加が見られないことから、鋭敏性に富んだ不均質な砂質粘土であると思われる。深度22.0～24.0mでは、 u_d は静水圧と同じで、 q_t が 1.5kgf/cm^2 、 f_s が 0.03kgf/cm^2 と小さい。このことから、透水性の良い緩い砂質土と推定される。全体的に見ると、 q_t については、ばらつきが大きく、特に f_s については計測状況はあまり良好ではない。

(2) 土質柱状図の推定

調査地点No.4より、表層から15.5mでは、 q_t が $1.5\sim 2\text{kgf/cm}^2$ で f_s/q_t が $1\sim 3.5$ 、 B_q が $0\sim 0.6$ であることから図-1を用いて土層判別すると「粘土」に属する。表層付近で f_s/q_t が小さいことから、表層付近では「鋭敏性の高い細粒」と考えられる。深度15.5～18.5mでは、 q_t が $2\sim 4\text{kgf/cm}^2$ で、 f_s/q_t が4程度、 B_q が $1.2\sim 0.3$ であることから「粘土」に属する。深度18.5～21mでは、 q_t が $4\sim 9\text{kgf/cm}^2$ で、 f_s/q_t が $2\sim 4$ 、 B_q が $0\sim 0.15$ であることから、「粘土及びシルト質粘土」に属する。深度21～21.5mでは、 q_t が 6.5kgf/cm^2 で、 f_s/q_t が $2\sim 3$ 、 B_q が $0.15\sim 0.35$ であり、上層と同様「粘土及びシルト質粘土」に属する。

調査地点No.5より、表層から16mでは、 q_t が 1.5kgf/cm^2 程度で、 f_s/q_t が $0.5\sim 2$ であることから「鋭敏性の高い細粒」に属する。 B_q は、データにばらつきがあり推定することができない。原因として、不均質な土質による間隙水圧の測定精度のずれ等によると考えられる。深度16～22mでは、 q_t が $2\sim 10\text{kgf/cm}^2$ 以上で、 f_s/q_t は $0.15\sim 0.25$ 、 B_q は $0\sim 0.6$ 程度で、所々大きな値が出ている。 f_s/q_t より、「鋭敏

性の高い細粒」に属し、 q_t が10以上の部分では、「粘土質シルト及びシルト質粘土」に属する。 q_t が大きく Bq が小さい部分は、シルト質粘土及び粘土、 q_t が小さく Bq が大きい部分は粘土に属する。これらから、シルト質粘土と推定される。深度22～24.4mでは、 q_t が1.5kgf/cm²と小さく、 f_s/q_t が1～2.5であることから、「鋭敏性の高い細粒」に属する。 Bq は、負の値となり推定することができない。原因として、サンゴ礫や粘土の不均質な土質による間隙水圧の測定精度のずれや乱れ、土被りの推定誤差等によると考えられる。

以上の結果を推定土層として図-2に示す。土質状況が完全に一致してはいないが、比較的傾向を良く捕らえているといえる。

(3) 地盤強度の比較

三成分コーン試験結果と不攪乱採取資料の力学試験結果の地盤強度を比較した結果を以下に示す。ここでは、コーン試験から地盤強度を推定する方法として、次式を用いた。

$$S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad \text{----- (1)}$$

N_{kt} : コーン支持力係数

S_u : 非排水強度 (kgf/cm²)

q_t : コーン先端抵抗 (kgf/cm²)

σ_{vo} : 全応力表示の土被り圧 (kgf/cm²)

ここで、 N_{kt} の値が問題になる。 N_{kt} は、塑性指数 I_p や地域的な特性と関係があり、Robertsonらにより、 N_{kt} は4～20の範囲であると報告されている。今回、 N_{kt} は非排水(UU)試験を同地点で行っていることから、同じ深度におけるUU試験結果とコーン試験結果の相関より求め設定した。図-4にはその結果を示す。図中○が調査地点No.4で●がNo.5を示す。No.4は、コーン先端抵抗の強度増加に対して、UU試験結果も対応している。No.5は、コーン先端抵抗に対してUU試験強度は、変化がない。そこで、UU試験結果と対応の良いNo.4について N_{kt} を求めた結果 $N_{kt}=13.3$ が得られた。

図-4には、この N_{kt} の値を用いて(1)式により求めたコーン地盤強度を示したもので、○がコーンによる地盤強度、△がUU試験、▲が一軸圧縮試験結果である。深度18.0mまでは、 S_u が0.05kgf/cm²($c=0.5tf/m^2$)程度と軟弱地盤である。それ以深は砂分の増加に伴い0.2～0.5kgf/cm²とばらついている。強度について、コーン試験により比較的良く傾向を捕らえることが判ったが、今回はデータが少ないので測定値のばらつきを評価できない。

4. まとめ

今回、軟弱地盤において土質調査と三成分コーン試験を併用して行い、土層状況及び強度等について検討した。その結果、以下のような知見が得られた。

- (1)シルト、粘土、砂が混在する複雑な土層の場合、三成分コーン試験はその土層判別には有効である。
- (2)コーン試験による地盤強度の推定にあつては、今後のデータの蓄積が必要である。
- (3)地盤中にサンゴ片が多く含まれる場合は、結果が不安定となるので注意が必要である。

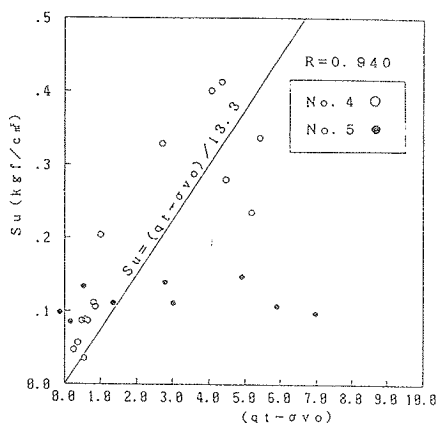


図-3 地盤強度の相関

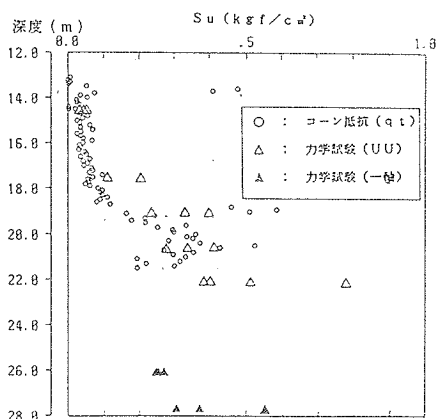


図-4 地盤強度の比較

13. 琉球石灰岩の路盤材料としての特性

(試験舗装追跡調査)

(財) 沖縄県建設技術センター

平良 勝則 宮城 武敏 松島 良成 安田 隆

1. はじめに

昭和63年度より昨年度まで路盤材料の室内試験を行ってきた結果、現在使用されている「クラッシャーラン」、「流しコーラル」は舗装要綱に規定されている「M-40」、「C-40」と同程度の品質をもった材料としてよいと思われる。しかし、この結果はあくまで室内試験に限った結果であるため、実際の材料の交通荷重に対する耐久性も同程度であるかは疑問である。そこで今回、アスファルト舗装要綱において標準材料である「M-40」（上層路盤）、「C-40」（下層路盤）との相対比較によって琉球石灰岩の路盤材料としての耐久性がどの程度であるか推定するため試験舗装および追跡調査（継続中）を行った。（道路の場合、舗装の耐久性の評価は等値換算係数 a_i で評価する）。

等値換算係数 a_i の評価は、舗装表面に関わる路面性状調査による方法の他、たわみ量測定や、掘削試験による力学性状調査に基づく方法などで行われている。今回は、供用後数カ月のため路面性状には有意な差が見られないため、FWDによるたわみ量測定を行い多層構造弾性理論を用いて a_i の推定を試みた。

2. 試験施工概要および追跡調査内容

主要地方道沖縄嘉手納線の嘉手納町より沖縄市向けに実施した。（図-1参照）

路線名 : 主要地方道沖縄嘉手納線
 施工ヶ所 : 嘉手納町屋良地内
 施工期間 : 平成元年10月～12月
 工事規模 : 延長 $L=500$ m
 調査幅員 $W=3.5$ m
 調査面積 $A=1750$ m²

調査内容

- ① FWDによるたわみ試験
- ② 平坦性試験
- ③ わだち掘れ測定
- ④ ひび割れ率測定
- ⑤ 交通量調査
- ⑥ 地盤高測定
- ⑦ 舗装体内温度測定

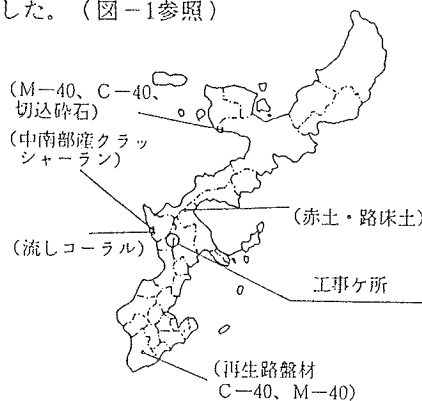


図-1 位置図

3. 舗装の設計および施工

使用する路盤材料は、調査目的となるクラッシャーランと流しコーラル、また比較する基準となる材料を北部産（古生層）の粒調砕石（M-40）、クラッシャーラン（C-40）を等値換算係数が既知（アスファルト舗装要項の値）のものとして使用した。その他、切込み砕石、再生路盤材料、アスファルト安定処理路盤も含めた。舗装寿命を5年未満にしなければならないため、路

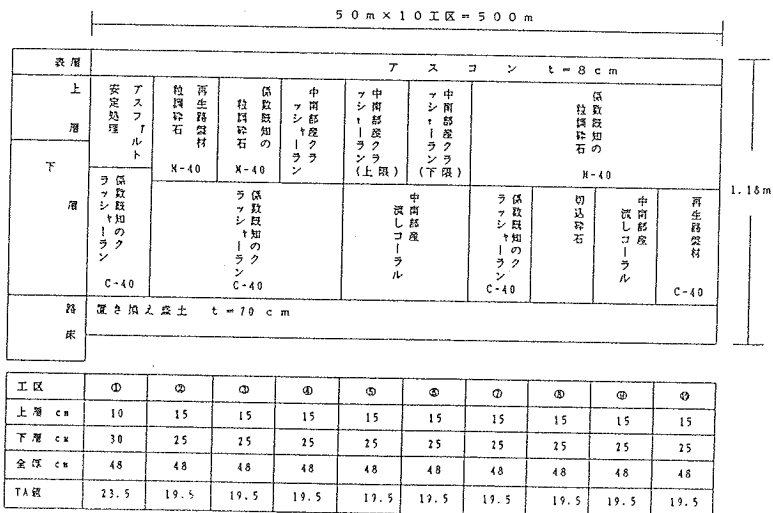


図-2 各工区の舗装断面図

床を設計CBR 5%程度にする必要が生じた。そのため、路床を置き換えることにした。置き換える路床土は、具志川市内の国頭まあじを使用し、含水比を18%~22%の範囲になるように調整した。(室内試験の結果この範囲だと設計CBRが5%程度になることが分かった。)このように検討した舗装断面を図-2に示す。試験施工において大切である均一性を確認するために各種の現場試験をおこなった。特に設計CBR 5%程度に仕上げる路床が問題であったが、施工含水比 18%~22%、平板載荷試験におけるK値=5~9と所定の値の範囲内になった。

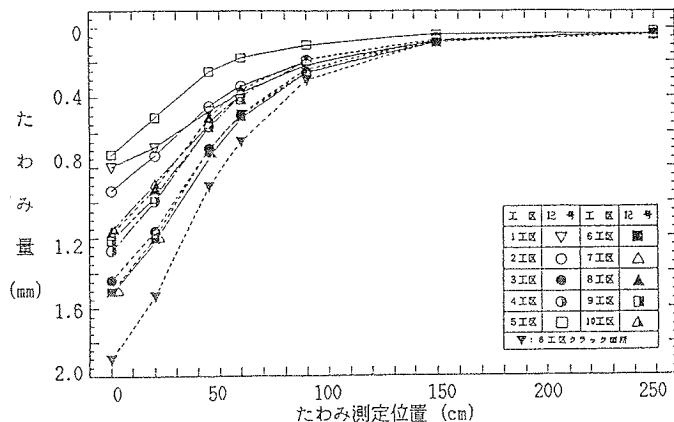


図-3 各工区のたわみ形状の平均値(外わだち部)

4. 追跡調査結果および考察

ここで、FWDたわみ量測定による a_i の推定方法について述べる。FWDとは、路面上に載荷板をおき、その上におもりを落下させ、舗装に衝撃を加え、数個のセンサーによって路面のたわみ形状を求める装置である。このたわみ形状を基に弾性係数を求める。その方法は各層のポアソン比、弾性係数を仮定し、多層構造弾性理論によりたわみ量とたわみ形状を計算する。以上の計算を繰り返して行い、測定されたたわみ形状の最良近似を求める。このときの弾性係数を舗装材料の弾性係数とする。ここに、測定たわみ形状を図-3に

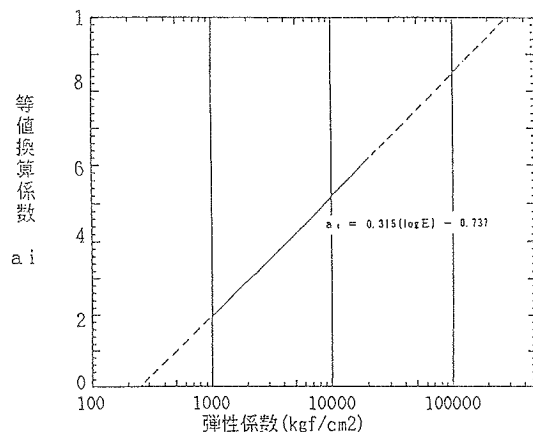


図-4 a_i と弾性係数Eとの関係

示す。また、そのたわみ形状により求めた弾性係数を表-1に示す。弾性係数と a_i は、図-4のような関係がある。この関係より求めた a_i を表-1に示す。

表-1 各工区の結果一覧表

工区	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K値(上層) (%)	41	42	42	34	31	44	48	50	28	37
弾性係数E (kg/cm²)	31512	4929	2446	2348	2610	2253	2282	2455	2869	2747
a_i	1.1	0.43	0.33	0.32	0.34	0.32	0.32	0.33	0.35	0.35
K値(下層) (%)	25	29	26	27	21	33	34	30	20	23
弾性係数E (kg/cm²)	412	441	224	326	1078	190	196	355	307	469
a_i	0.09	0.1	0.02	0.05	0.22	0.01	0.01	0.07	0.05	0.1
ひび割れ率(%)	0	0.16	0.04	0.16	0	1.16	0.01	0	0	0

施工直後の平板載荷試験結果とFWDより推定した弾性係数とが一致しない結果となり、またひび割れが発生している工区と他の工区において弾性係数に有意な差が見られないのでさらに検討が必要である。

5. あとがき

今後は、路面性状、FWDによる試験結果の経年変化などのデータを蓄積してゆくことにより琉球石灰岩の路盤材料としての a_i 、舗装構造についてさらに確実な評価ができるようにしてゆくつもりである。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱、pp. 12~13、1988
- 2) 丸山、姫野、林：「FWDによる舗装診断システム」、舗装、VOL. 23 NO11、pp16~19、1988

14. コンクリート再生路盤材料の現場利用について（中間報告）

沖縄県建設技術センター 試験研究部 ○平良勝則 宮城武敏
安田隆 松島良成

1. はじめに

建設関連工事等より多量に発生するコンクリート廃材を路盤材料として再利用するために行った耐久性に関する室内試験及び県道137号線佐敷町新里において等値換算係数を決定するために行った試験舗装現場における追跡調査の中間報告を行うものである。

2. コンクリート再生路盤材料の耐久性について

2-1 試験概要及び方法

コンクリート再生路盤材料（粒度調整材料M-40…再生M-40と呼ぶ。クラッシャーランC-40…再生C-40と呼ぶ）と現在路盤材料として使用されている流しコーラル、クラッシャーランC-40（新生代琉球石灰岩によるクラッシャーランC-40をクラッシャーラン（白）と呼ぶ。古生層石灰岩によるクラッシャーランC-40をクラッシャーラン（黒）と呼ぶ。）に繰返し乾湿及び締固めを行うことにより起こる支持力の変化及びその傾向を調査比較し、その最大値と変化の傾向に大きな差が無ければ路盤材料として利用可能と判断して良いものと考え。試験法は四分法し最適含水量の状態にした試料を92回／3層で締固めた供試体に水浸（4日）、炉乾燥（110℃1日）、締固め（表面のみ92回）を1サイクルとして与えそれに伴う支持力の変化を調査するものである。またそれぞれのサイクルは4個の供試体をもって構成しそのうち3個でCBR試験による支持力測定、他1個において試料の細粒化の傾向を調査するため粒度試験を行うものである。又今回試験を行った路盤材料の一般的特性は表-1の通りである。

表-1 使用路盤材料の一般性状

材料名	比重	粒 度		塑性 指数	最大乾燥 密度(t/m ³)	最適 含水比(%)	修正 CBR(%)
		0.075mm	4.75mm				
再生M-40	2.748	3.7	33.6	NP	1.911	12.7	167
再生C-40	2.738	7.5	33.6	NP	1.822	11.9	112.2
クラッシャーランC-40(黒)	2.741	6	24	NP	2.295	4.9	148
クラッシャーランC-40(白)	2.716	4.9	24	NP	2.086	6.5	184
流しコンクリート	2.745	13.3	46	NP	1.889	13.9	190.4

2-2 試験結果及び考察

試験結果を表-2,3図-1,2に示す。

図-1,2より基本的支持力及びサイクル数を増やす事により起こる支持力劣化の傾向は多少バラツキはあるが再生性路盤材料C-40, M-40共に既設路盤材料に比較し路盤材料として同等もしくは優位にあることがわかる。又クラッシャーラン（黒）は基本型+4サイクルまでは支持力上昇が起こりそれ以上サイクルが増加すると支持力低下が始まり特に10サイクル以上になるとクラッシャーラン

表-2 サイクル増加に伴う支持力変化（上層路盤材料）

試験名	材料名	サイクル									
		基	基+1	基+2	基+3	基+4	基+5	基+6	基+8	基+10	
含水比 (%)	再生M-40	12.5	12.8	12.9	12.6	11.9	12.3	12.3	-	13.1	
	クラッシャーランC-40(白)	6.6	6.4	6.8	6.6	6.5	6.2	6.8	6.3	6.2	
	クラッシャーランC-40(黒)	4.7	4.8	5	5.1	5.3	5.4	5.4	4.4	5.3	
CBR (%)	再生M-40	266.9	293.9	315.3	272	268.1	258.6	251.8	-	219.5	
	クラッシャーランC-40(白)	198.3	164.7	196.1	144.5	141.1	145.3	119.2	120.2	128.2	
	クラッシャーランC-40(黒)	263.8	278.8	279.8	290.7	289.6	278.8	294.9	174.9	120.9	
C変 B化 R率	再生M-40	1	1.1	1.18	1.09	1	0.97	0.94	-	0.82	
	クラッシャーランC-40(白)	1	0.83	0.99	0.73	0.71	0.73	0.6	0.61	0.65	
	クラッシャーランC-40(黒)	1	1.06	1.06	1.1	1.1	1.06	1.12	0.66	0.46	

表-3 サイクル増加に伴う支持力変化（下層路盤材料）

試験項目	材料名	サイクル									
		基	基+1	基+2	基+3	基+4	基+5	基+6	基+8	基+10	
含水比 (%)	再生C-40	11.8	11.6	12	12.1	11.2	11.9	11.8	12	11.8	
	流しコーラル	14.7	13.9	14	14.3	13.8	14.7	14.7	-	13.6	
	切込砕石	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
CBR (%)	再生C-40	293	326.3	284.7	306.6	299.8	307.1	224.3	245.6	216.6	
	流しコーラル	192.4	209.5	194.9	211.9	174.9	161.7	152.1	-	164.7	
	切込砕石	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C変 B化 R率	再生C-40	1	1.11	0.97	1.05	1.02	1.05	0.77	0.84	0.73	
	流しコーラル	1	1.02	1.01	1.1	0.91	0.71	0.83	-	0.86	
	切込砕石	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

(白)より低い支持力となることが推測される。この原因としてクラッシャーラン(白)はサイクル数が増加することにより支持力劣化が起りながらもその特性である自硬性によって支持力低下がゆるやかになるためではなかろうか。

コンクリート再生路盤はその材料が一般に強い支持力をもつ古生層石灰岩を骨材としたコンクリートと自硬性をもつ新生代琉球石灰岩を混合していることにより耐久性がよく強い支持力をもつ路盤材料になると考えられる。(再生M-40は破碎コンクリート75%、流しコーラル25%の混合であり再生C-40は破碎コンクリート85%、流しコーラル15%の混合である。)

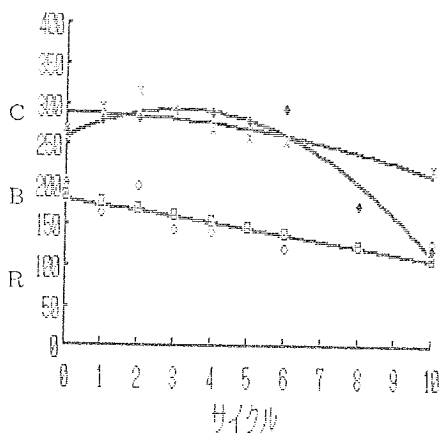


図-1 サイクル～支持力
(上層路盤)

- クラッシャーラン C-40 白
 $Y=183.1-17.4X$
 $r=-0.82$
- クラッシャーラン C-40 黒
 $Y=258.7+23.3X-3.8X^2$
 $R=0.93$
- × 再生 M-40
 $Y=288.2+0.2X-0.8X^2$
 $R=0.70$

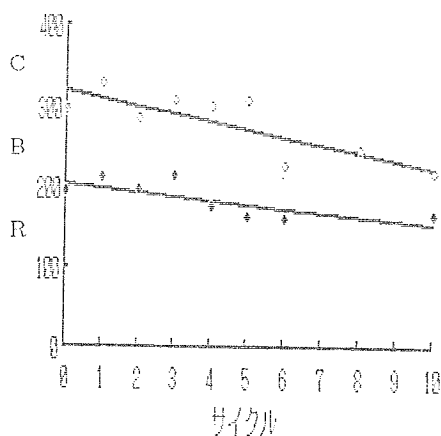


図-2 サイクル～支持力
(下層路盤)

- 再生 C-40
 $Y=319.7-9.6X$
 $r=-0.80$
- 流しコーラル
 $Y=202.7-4.9X$
 $r=-0.73$

3. 現場試験について

3-1 試験概要及び方法

コンクリート再生路盤材料の等値換算係数を決定するために行うものであり試験施工は建設省土木研究所のご指導の元、次の方法で行った。

- ① 路床を同一材料により設計CBR5%程度で均一に仕上げる。
- ② 古生層石灰岩による粒度調整材料M-40及びクラッシャーランC-40(既知材料とよぶ)の等値換算係数をそれぞれ0.35、0.25とし平成5年までに舗装面性状に優位差が認められるように舗装断面を決定する。
図-3参照
- ③ 以上のような舗装構成に基づいて施工した後、経年的に各工区の舗装破損状況及び交通量を調査し既知材料使用区間を基準にして他区間の舗装破損状況から相対比較を行ないコンクリート再生路盤材料の等値換算係数を決定する。

表	層: E ₁
	上層路盤: E ₁
	下層路盤: E ₂
	上部路床: E ₃
	上部路床: E ₄

ア ス コ ン t = 4 cm				
再生粒調整砕石 t=10cm	係数既知の 粒調整砕石 t=15cm	再生粒調整砕石 t=15cm	係数既知の 粒調整砕石 t=15cm	再生粒調整砕石 t=15cm
再生クラッシャーラン t=22cm	係数既知の クラッシャーラン t=15cm			
t=28cm	赤土 (CBR=5) t=30cm			
砂 (CBR=20) t=43cm				

既設島尻版

図-3 県道137号線の逆分析の断面

3-2 測定結果

試験現場は平成2年3月に完成し現在追跡調査をおこなっている所であるが各工区においてまだ破損が起こっておらず舗装面性状に有意差がないため今回は追跡調査の一環として行ったフォーリング・ウエイト・デフレクトメータ(FWD)によるタワミ測定から等値換算係数を推定した結果を報告する。各工区の路盤層の弾性係数を推定しこれにより等値換算係数を求めるために行った逆解析の結果を表-4に示す。又逆解析を行う前提は次の通りである。

- ① 逆解析に用いた舗装断面は図-3に示すように5層系の構造とした。
- ② 荷重直下のタワミ量Dは弾性変位以外の変位も含まれていると考えられるので逆解析のタワミ形状は荷重直下のものを除いた。
- ③ アスファルト層は各工区とも同じ支持力であると考え又測定アスファルト表面温度 45° からアスファルト層内温度を $45-5=40$ とし弾性係数とアスコンの関係図(OHP参照)よりアスファルトの弾性係数を $10000\text{Kg}/\text{cm}$ と仮定した。

- ④ 各工区のわだち部と非わだち部の平均タワミ形状から逆解析を行う。

外わだち部、非わだち部について各工区ごとに平均したたわみ形状を図-4,5に示す。図-4,5より既知路盤材料を使用している2及び4工区のたわみ形状は試験工区内で最も小さい形状と最も大きい形状の工区となっておりコンクリート再生路盤材料を用いた1, 3, 5工区のたわみ形状はその2つの工区のたわみ形状の間に位置する大きさとなっている。

3-3 逆解析結果

表-4より再生路盤材料M-40が $3000\sim6000\text{Kg}/\text{cm}$ で既知粒調材料M-40が $2500\sim4700\text{Kg}/\text{cm}$ となっており路盤材料の弾性係数Eと等値換算係数 a_i は $0.36\sim0.45$ で既知粒調材料M-40の a_i は $0.34\sim0.42$ となっている。

又下層路盤材料である再生路盤材料C-40の弾性係数はわだち部と非わだち部において差がありわだち部においては $300\text{Kg}/\text{cm}$ 程度、非わだち部においては $800\text{Kg}/\text{cm}$ 程度となっており既知クラッシャーランC-40の弾性係数はわだち部において $250\sim600\text{Kg}/\text{cm}$ 、非わだち部において $500\sim850\text{Kg}/\text{cm}$ となっており弾性係数と等値換算係数の関係図より(OHP参照)再生路盤材料C-40の等値換算係数 a_i は $0.04\sim0.18$ 、既知クラッシャーランC-40の a_i は $0.02\sim0.18$ となっている。これは現場施工の際に上部路床の設計CBRを5%程度にしたことにより下層路盤に十分な転圧を行えなかったため締固め不足の影響によるものと考えられる。

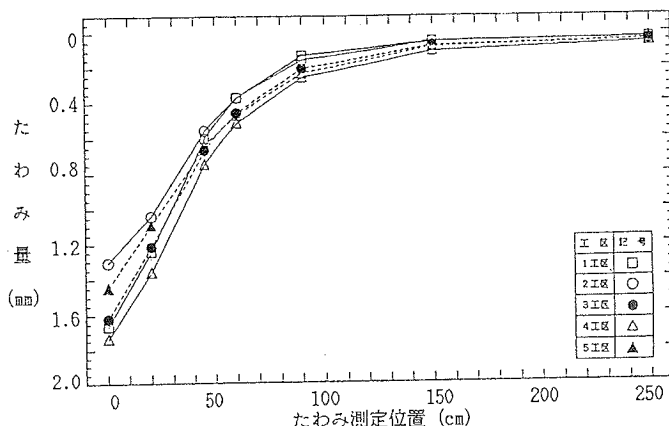


図-4 各工区のたわみ形状の平均値 (外わだち部)

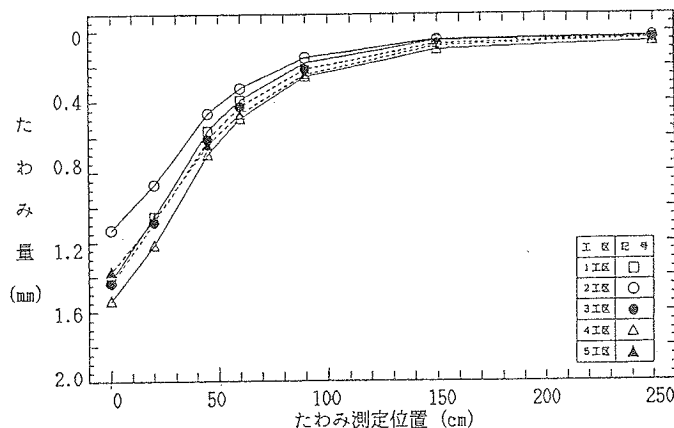


図-5 各工区のたわみ形状の平均値 (非わだち部)

表-4 As 層の弾性係数を一定とした場合の区の平均たわみ形状の逆解析結果及び路盤の等値換算係数 (a_i)
(弾性係数: kgf/cm².)

工 区	測定位置	As 層	上層路盤				下層路盤				上部路床	下部路床
		弾性係数	再生粒調		粒調碎石		再生クラッパン		クラッシュラン		赤土	砂
			弾性係数	a _i	弾性係数	a _i	弾性係数	a _i	弾性係数	a _i	弾性係数	弾性係数
1 工区	外わだち	10000	5873	0.45			296	0.04			213	1500
	非わだち		5289	0.44			835	0.18			148	1444
2 工区	外わだち				4676	0.42			233	0.02	231	1488
	内わだち				4739	0.42			340	0.06	243	1646
	非わだち				3840	0.39			847	0.19	204	1637
3 工区	外わだち		3243	0.37					371	0.07	163	1092
	非わだち		2992	0.36					803	0.18	147	1163
4 工区	外わだち				2607	0.34			328	0.06	166	782
	内わだち				2542	0.34			335	0.06	181	786
	非わだち				3166	0.37			504	0.11	164	808
5 工区	外わだち		4384	0.41					625	0.14	148	1051
	非わだち		4176	0.40					820	0.18	142	1031

注) 各工区の平均たわみ形状は荷重直下のたわみ量を除いている。

15. 国頭マージにおける切土法面勾配について

北部ダム事務所 松隈宣明

仲里純勇

○松本治男

1. 目的及び概要

切土法面の安定性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、降雨等の気象条件など多くの要素に影響される。これらの条件は地域あるいは地点によって異なるので、切土法面の設計・施工に当たっては、それぞれの状況に合わせて対応することが必要である。

国頭マージは沖縄本島中北部、久米島、石垣島等に広く分布するラテライトによく似た赤色系の風化土で、乾湿の繰り返しを受けると非常に劣化しやすい。また、痩せた硬質土壌（土壌硬度20～30mm以上）であるため植生の回復力が弱く、一旦裸地化すると、そのままの状態が続くことが多い。このような土質条件に加え沖縄地方が亜熱帯性気候に属し高温多雨であるため国頭マージの切土法面では表層崩壊が発生しやすい。

ダムの付替道路等で発生した法面崩壊について、昭和62年度から平成元年度にかけて崩壊事例調査や土質試験を行い、国頭マージに適した法面の設計・施工についてまとめたものである。

2. 切土法面の基本的な考え

ダムの付替道路等の場合、完成後に他機関へ移管される。また、最近は赤土砂流出などの環境問題や景観が重要視されることから、維持補修をできるだけ軽減することを基本として考えた。

そのため、構成地盤の地質あるいは土質性状と崩壊形態の關係に着目して地山をできるだけ細分化し、それぞれの地盤に適した切土勾配や法面保護工を選定することとした。なお、実際の地盤では分類が明確に出来ない場合もあるので、周辺の法面の状況等を考慮して設計することも重要であろう。

3. 崩壊発生状況

調査を行った法面の崩壊発生状況を地質と切土勾配及び法面保護工の工種毎に表-1に示す。これによると、礫層の崩壊は全て切土勾配が1:0.7以下の急な場合に発生している。また、シルト層と強風化岩の崩壊はほとんど切土勾配が1:1.0以下の急な場合に発生している。

表-1 調査法面の崩壊発生状況

地 質	勾 配	無 保 護		乳 剤 吹 付		植 生 穴 工		種 子 吹 付		厚 層 基 材		モ ル タ ル 吹 付	
		崩 壊	安 定	崩 壊	安 定	崩 壊	安 定	崩 壊	安 定	崩 壊	安 定	崩 壊	安 定
シルト層	自 然	0	1										
	1:0.7	0	3	0	1								
	1:0.8					1	0						
	1:1.0	0	3			13	3	0	3	5	23	0	1
	1:1.4					1	0						
礫 層	1:1.5	0	1	0	1					0	8	0	1
	自 然	1	0										
	1:0.7	1	0										
	1:0.8					0	1						
	1:1.0			0	4	0	1						
強風化岩	自 然	0	1										
	1:0.7	0	1	2	2	1	3						
	1:0.8					0	1						
	1:1.0	0	1	1	1	1	10			3	21		
	1:1.5	0	1							0	7		

4. 国頭マージの崩壊形態

調査法面でみられた国頭マージの崩壊はほとんどの場合シルト層で発生しており、その形態は表層付近の浅い崩壊で、崩壊の斜面長10m以下、幅15m以下で、深さは崩壊の斜面長や幅が大きくなるに従って若干深くなるが、大半は1m以下となっている。一般にこのような小規模の崩壊は、土の固結度や粒度組成、割れ目の多少等に支配されるといわれている。

シルト層の崩壊事例をみると、植生穴工の場合ほとんどが法の中腹あるいは小段から崩壊が発生しているのに対し、厚層基材吹付ではほとんどが法肩（小段含む）から崩壊している。何れの場合も崩壊の上端部は高角のクラックに沿ってほぼ鉛直に落下崩壊している。切土面をみると乾燥収縮による亀甲状のクラックが表面に多数発生している。また切土面の奥にはこれとは別にほぼ鉛直のクラックが多数認められた。これらのクラックから雨水等が浸透して強度低下したために崩壊が発生したものと考えられる。

5. 国頭マージの分類

5.1 分類の考え方。

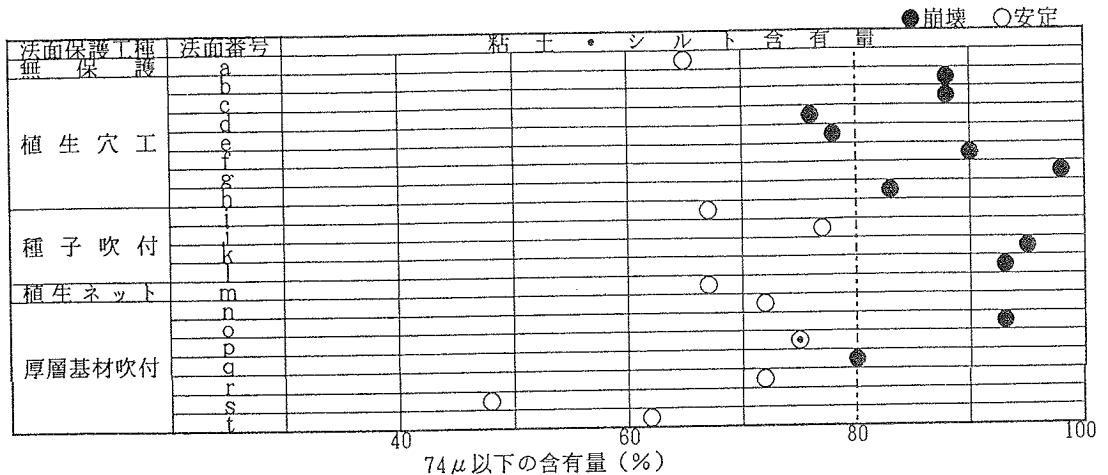
国頭マージの表層崩壊は降雨を誘因とするが、崩壊のし易さや崩壊形態は、構成地盤の地質あるいは土質特性に影響される。国頭マージは基盤岩（嘉陽層、名護層）の強風化岩と国頭礫層の赤色化した部分から成り、基盤岩の崩壊は層理面や割れ目の方向に支配され、国頭礫層は、礫層、砂層及びシルト層からなり崩壊は主に粒度に影響される。崩壊の形態からみた場合、シルト層はさらにガリ侵食を受け易い粗粒なもの、流動性崩壊を生じ易い細粒ものの2つに分けられる。切土法面の設計では、地山の状態に応じて切土勾配や法面保護工を選定することになるので、崩壊特性と地質あるいは土質性状との関係に着目し、国頭マージをシルト層、砂層、礫層及び強風化岩に分類し、特にシルト層についてさらに細粒シルトと粗粒シルトとに分類することとした。

表-2 国頭マージの分類と崩壊形態

分 類		特 徴	崩 壊 の 特 徴
国 頭 礫 層	細粒シルト	粘土・シルト分の含有量が80%程度以上の細粒シルト層で、白色の粘土がしばしばみられる。 全体に良く締まっているがハンマーが容易に突き刺さるほどに軟質で、乾燥収縮によるクラックが発生し易い。	・流動性の崩壊を生じ易い ・切土勾配が1:1.0より急な場合は、崩壊の発生頻度が高い。
	粗粒シルト	粘土・シルト分の含有量が概ね80%以下のやや粗粒なシルト層で、白色の粘土はほとんどみられない。	・ガリ侵食が発生し易い。
	砂 層	比較的均質な細～中粒砂からなり、ハンマーで容易に崩せるほどにルーズである。	・ガリ侵食が特に著しく、深さは50cm～1m以上にも達する。
	礫 層	シルト質のマトリックスと礫からなり概ね良く締まっている。 礫の多くは中心まで風化し軟質となっているが、大礫には新鮮なものも認められる。	・比較的安定性が高く、勾配が1:0.7より急な場合は一部の法面で崩壊がみられるが、勾配が1:1.0では安定している。 ・ガリ侵食に対しても強い。
強風化基盤岩		岩内部まで一様に風化し、ハンマーで容易に崩せるほどに軟質になっているが切土法面では一般に岩の組織や構造が残っている。	・受け盤の場合には安定性が非常に強い。 ・流れ盤の場合には層理面に沿って表層崩壊を生じ易い。

5.2 シルト層の崩壊事例

シルト層の法面では前述したように流動性の崩壊が発生する場合とガリ侵食が卓越する場合とがあり、より経済的な設計を行うためには両者を区分しそれぞれに適した切土勾配や法面保護工を選定する必要がある。そのため、両者について区分するため、X線解析による鉱物組成の分析と簡易貫入試験及び土質試験（物理試験）を実施した。その結果、鉱物組成や簡易貫入試験結果には殆ど差が認められなかったが、粒度では粘土・シルト分の含有量が80%を境界として崩壊と安定とが分けられることが認められた。



注1)図表示の法面勾配は全て1:1、0で法高は3m以上
 2)◎は背面からの湧水によって崩壊したと考えられるもの(p)

図-1 粘土・シルト含有量と崩壊発生状況

6. シルト層の調査方法

現地踏査や、ボーリング調査の結果、シルト層と判定された場合には前述のとおり崩壊事例が多いため、さらに簡易な粒度試験を行うこととする。

粒度試験は#200番(74μ)ふるいのみで行い、粘土・シルトの含有量を測定して、細粒シルトと粗粒シルトの分類を行う。

7. 設計・施工

7.1 切土法面安定のための基本的な考え方

法面の安定は、まず、勾配を緩くすることで法面の安定を確保し、表面の侵食や緑化を目的として植生工による法面保護工を実施することとした。

7.2 切土勾配

自然地盤は極めて不均一なため、安定計算によって切土勾配を決定することは非常に困難である。そのため、一般的にはこれまでの経験を基にして切土勾配が決定されている。今回の調査結果から求めた切土勾配はほぼ下限値で、植生工による法面保護工を前提としたものである。

7.2.1 細粒シルトの切土勾配

細粒シルトについてみると、図-1で示したように76%の法面で崩壊が発生しており、そのほとんどの勾配は1:1.0より急な場合に発生している。これに対して勾配が1:1.5の法面では崩壊は発生していない。従って、安定勾配は1:1.0から1:1.5の間にあるものと考えられるが、できるだけ維持管理を軽減すること、及び1例ではあるが勾配が1:1.4でも崩壊が発生していることを考慮して、細粒シルトの切土法面の最急勾配を1:1.5とすることとした。ただし、法高が7m以下の場合には、切土高が低く比較的安定度が高いと考えられるため、1:1.2を最急勾配とすることとした。

7.2.2 粗粒シルト、砂礫層等の切土勾配

粗粒シルト、砂層及び礫層の法面では、表面が無保護の場合、ガリ侵食が著しく発生するものの切土勾配1:1.0での崩壊事例はみられず、礫層において一部1:0.7の勾配の場合崩壊が発生していることから、1:1.0を最急勾配とすることとした。

強風化岩の場合には層理や割れ目の影響が大きく、崩壊と勾配との関係は明確な相関は認められず、層理面の傾斜が緩い場合や受け盤の場合には1:0.7でも安定していた。そのため、強風化岩の場合には1:0.7を最急勾配とすることとし、表層崩壊を発生しやすい流れ盤の場合には構造物による法面保護工が必要である。

表-3 切土勾配

地山の分類	切土高	勾配
国頭 礫層	細粒シルト	$H \leq 7m$ 1:1.2
	細粒シルト	$H > 7m$ 1:1.5
	粗粒シルト	— 1:1.0
	砂層	— 1:1.0
風化基盤岩	礫層	— 1:1.0
	風化基盤岩	— 1:0.7

注) 切土高3m以上に適用する。

7.3 小段

表面水の流速を低下させて侵食を防止するため、また、法面の維持管理のため、切土高が高い法面では7m毎に小段を設けることとしているが、表面水が集中し侵食を生じ易い、表面水が小段から法面内に浸透し易い等の欠点も合わせ持っており、小段を植生工で保護した場合、降雨によって軟弱化することが懸念される。これが法面崩壊の一要因となることがあるので、小段をコンクリート張り等で保護することとした。

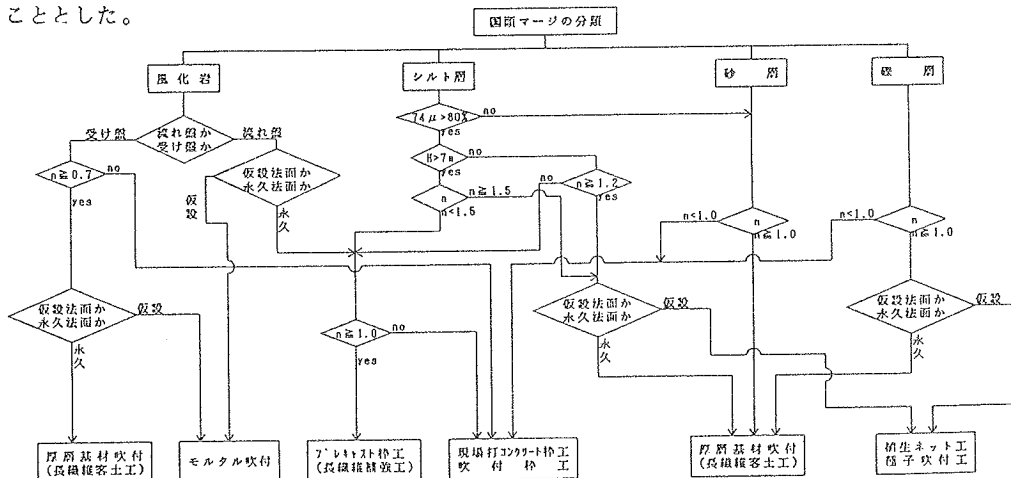


図-2 切土勾配と法面保護工選定フロー

8. おわりに

以上これまでの切土法面調査結果から、国頭マージにおける切土勾配及び法面保護工についての方向付けを行うことができたが、今後実際の施工を通じて資料を蓄積し、さらに精度の高いものに行きたい。

16. 国頭まあじの法面崩壊について

○琉球大学工学部土木工学科 徳元 秀光
重村 将
上原 方成
原 久夫

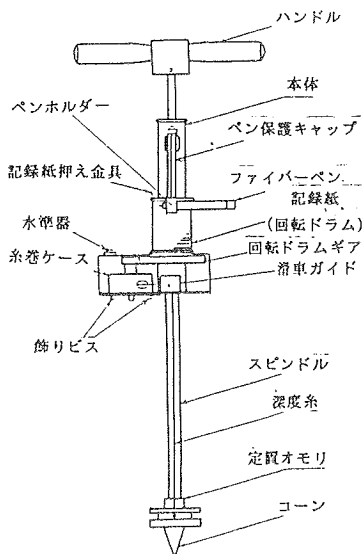
1. まえがき

沖縄本島北部には、国頭まあじと呼ばれる赤土が広く分布している（図－1）。分布する地域は、海岸近くにあっても一般に比較的急な傾斜地となっていることが多いため道路工事、土地造成工事などの土工が行われるとほとんどの場合、切盛土が出来る。そこで法面の崩壊に対する安定や、海への赤土流出問題の原因の一つとなっている法面浸食などに対する防止対策が、益々重要になっている。そこで、法面崩壊の発生条件がある程度明らかになれば、実在する法面の危険箇所を見当つたり、法面保護工の施工にも役立つであろう。

本報告では、これまで行った実態調査のうち、3地点での国頭まあじの法面の貫入式土壌硬度計による貫入抵抗試験、斜面構成、法面保護状態について調査し、また、サンプルの物理試験も行ったので、これらの結果から各々の法面崩壊について考察を加える。

2. 調査方法

2-1 貫入抵抗試験方法



貫入抵抗試験器は、コーンを土壌中に約1 cm/secの貫入速度で貫入することにより、深さに対する貫入抵抗 (kg/cm^2) を連続して測定するものである。記録紙は縦軸に深さ (cm)、横軸に抵抗値 (kg/cm^2) を表す。

測定範囲 土壌硬度 1.5 ~ 25 kg/cm^2

土壌深度 最大 90 cm

コーン 頂角 30度

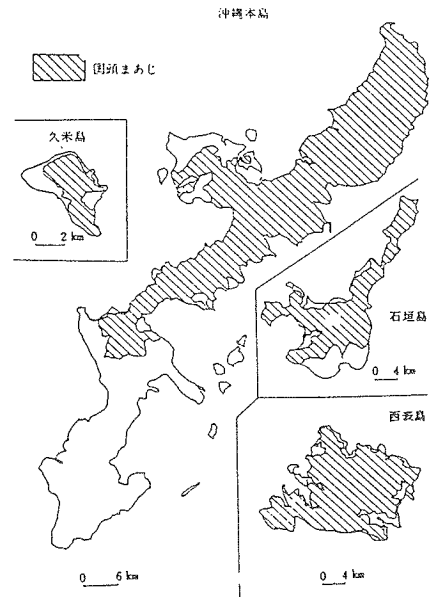
断面積 2 cm^2

記録方式 ドラム自動回転記録式

外形寸法 250(W) × 110(D) × 1250(H) mm

2-2 斜面構成、法面保護状態の調査

切土、盛土の区別と植生などの保護工の有無を調べ、勾配を測定し、地表面の温度や地中の温度も一部測定し、サンプルから自然含水比や物理的性質を求めた。



図－1 国頭まあじの分布

2-3 物理試験

各々の法面から採取した試料で、比重試験、液性限界試験、塑性限界試験、収縮定数試験、粒度試験を行った。

3 法面現地調査と物理試験結果

3-1 法面現地調査と物理試験結果を表-1に示す。

地 点		石川少年自然の家	東村慶佐次	国頭村安波ダム入口
斜面の構成		切 土 勾配 60度	切 土 勾配 43度	切 土 勾配 58度
斜面保護状態		裸 地	植 生 工	裸 地
自然含水比 %		10.4	24.0	16.8
比 重		2.64	2.72	2.68
液性限界 %		42.3	56.1	44.0
塑性限界 %		29.1	29.5	29.7
塑性指数		13.2	26.6	14.3
収縮限界 %		22.0	25.6	26.2
粒 度 特 性	レキ分 %	9	1	0
	砂 分 %	29	34	25
	シルト分 %	29	14	31
	粘土分 %	33	51	44

表-1 法面現地調査と物理試験結果

粒度試験の結果から、日本統一分類法の三角座標で3地点の土を分類するとすべて細粒土（F）となった。又、細粒分を塑性図で分類すると、石川少年自然の家、安波ダム入口の土はシルト（ML）に分類され、東村慶佐次の土は粘土（CH）に分類された。収縮限界をみると石川少年自然の家の試料土は、他の2地点の試料土より3～4%ほど低いことなどから、クラックやガリ浸食状況が後述のように他の地点と違うことも考えられる。なお自然含水比については降雨条件に関わっていることも考えられる。

3-2 石川少年自然の家

石川少年自然の家近くの法面は、資材置場に面しており勾配も60度とかなり急勾配であるが、この法面は今回報告する3地点の中で唯一崩壊が見られなかった。又、クラックやガリ浸食もほとんど見られなかった。貫入抵抗試験結果は、深さ3~4cmで貫入抵抗 25 kg/cm^2 に達しており、かなり硬いか、または基盤が浅いということを示している。このことから、この法面は安定性の大きい地山と考えられる。

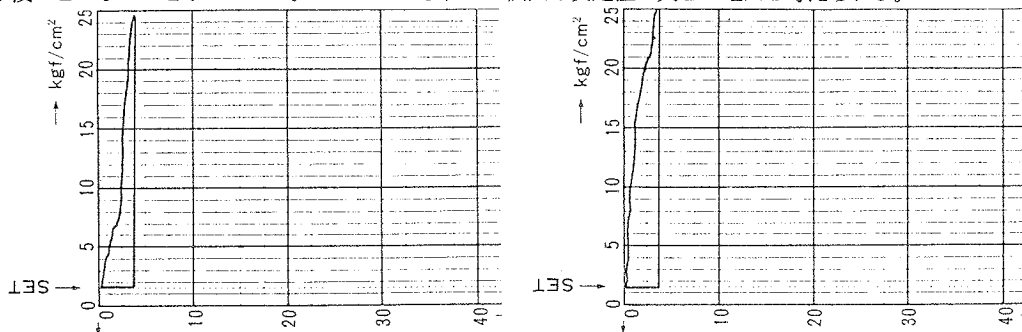
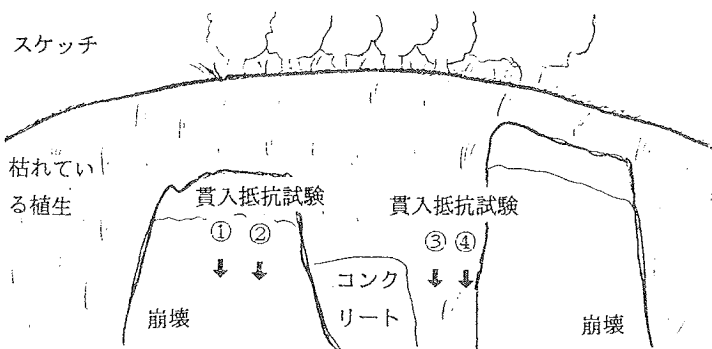


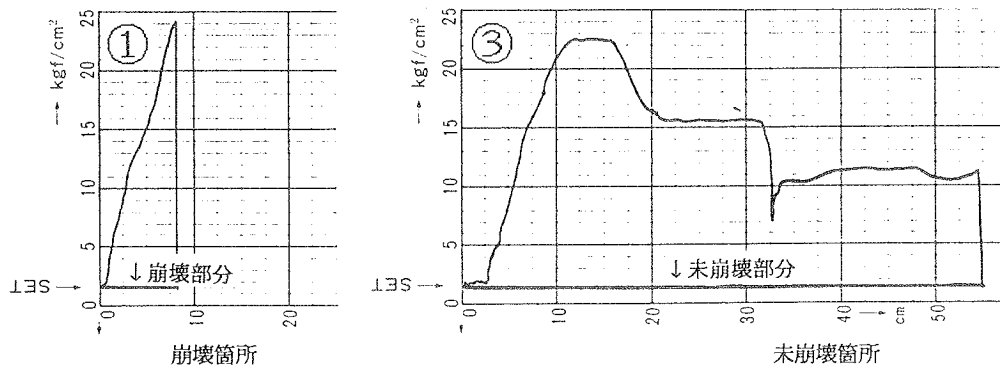
図-3-1 石川少年自然の家における貫入抵抗試験結果

3-3 東村慶佐次

この法面は、県道70号線沿いの東村慶佐次に位置しており、深さ30cm程の浅い崩壊が2箇所見られた。地表にはクラックが至る所に見られた。又、法面保護として植生工が施されていたが、十分な繁茂でなかった。崩壊箇所での貫入抵抗試験結果①②は深さ3~8cm程で 25 kg/cm^2 に達し、それ以深では基盤が



あって現時点では、硬く安定しているとも考えられる。未崩壊箇所③④では、地表から30cm程までは $16\sim25\text{ kg/cm}^2$ と割りと硬い土が存在しているが、それ以深では $10\sim16\text{ kg/cm}^2$ と軟らかい土が存在していることがわかる。このことから未崩壊部分もいずれかは崩壊が起こりやすい状態にあると考えられる。



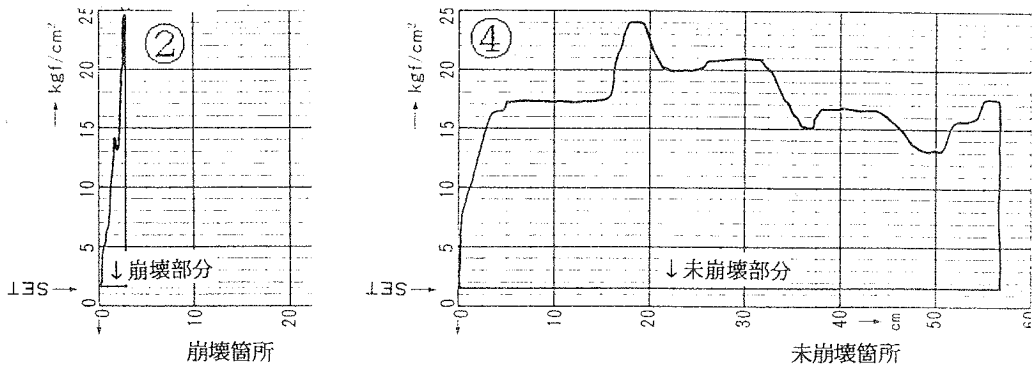


図-3-2 東村慶佐次における貫入抵抗試験結果

3-4 国頭村安波ダム入口

県道70号線から安波ダムに向けての道路に面するこの法面は、深さ70～100cm程で崩壊しておりクラックやガリ浸食が見られた。貫入抵抗試験結果は、崩壊箇所は0～10cmでほとんど抵抗なく貫入し、それ以深は、23cm程で貫入抵抗25kg/cm²に達した。未崩壊箇所は、5～12cm程で20～25kg/cm²と割りと硬いことを示している。又、崩壊原因は勾配が58度程と急であることや法面保護が施されていないことも考えられる。

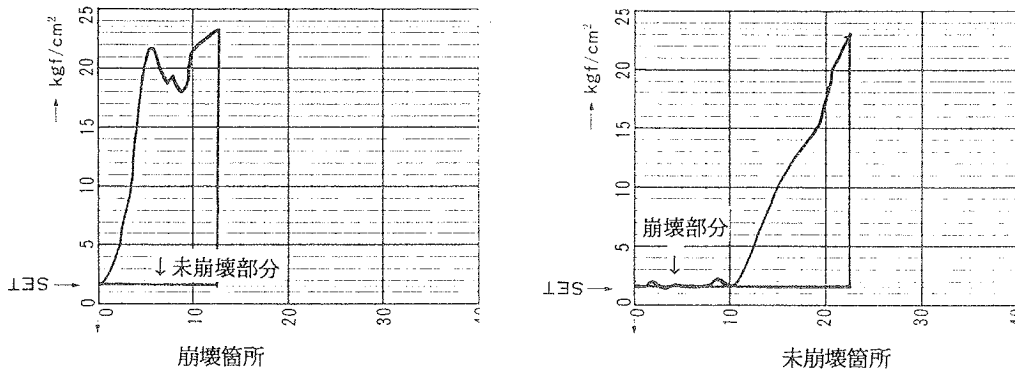


図-3-3 国頭村安波ダム入口における貫入抵抗試験結果

4. あとがき

法面崩壊状況からみて、人工斜面勾配は示様などでほぼ統一されているが、切土か盛土か、地山・基盤の性状と深さ、法面の締固めの良否、法面保護工の適否などが影響していることがわかった。今回報告した事項は、データが十分でないので、もっと多くの地点で調査し、データを集め、又、深さ別に温度変化を連続的に測定して、含水状態、密度なども考慮にいれて風化のメカニズムと浸食・崩壊との関係を明らかにし、さらに法面の崩壊に対する対策、維持管理のあり方などについて今後、研究をすすめていきたい。

5. 参考文献

九州・沖縄の特殊土 土質工学会九州支部 九大出版会

廣 告 目 次

会 社 名

[illegible]

地 災 研 究 会 賛 助 会 員

上(株)	城大	技名	術嘉	情組	報(株)		15
(株)	岡三	興業	業維	(株)	南九	州支店	15
(株)	沖繩	産業	持開	(株)			16
(株)	沖繩	維物	理環	(株)	発探	査	16
(株)	沖繩	縄ル	境一		発興		17
(株)	力城	シ設	ドコ				17
(株)	城ソ	ル南	計開		ンサ	ルト	18
(株)	晋イ	建設	ンサ		ルタ	ント	18
(株)	日基	設コ	発				19
(株)	城護	コ謨	(株)		サル	タント	19
(株)	井石	化産	資(株)				20
(株)	錦三						20
							21
							21

測量・建設・補償コンサルタント業

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



株式会社 **アジア測量設計**

代表取締役 松 川 清 康

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号
電 話 (0988) 77-6738
FAX (0988) 79-6607

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

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号
☎ (0988) 77-9110 (代表)

営 業 種 目

土木・農業土木、調査、測量、計画、設計
土質・地質調査、施工管理



株式
会社

岩下建技コンサルタント

代表取締役 下 地 巖

本 社／浦 添 市 字 前 田 1529-1
電 話 0988 (79) 6489 (代)
FAX 0988 (77) 0478

人と大地へのおもいやり



株式
会社

大 城 組

代表取締役会長 大 城 鎌 吉
代表取締役社長 大 城 武 男
代表取締役専務 上 原 和 雄

本 社：沖 縄 県 浦 添 市 勢 理 客 3 2 2 番 地
〒901-21 ☎ (0988) 77-3625 (代)
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 (237) 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
専務取締役 上 原 武 雄
常務取締役 新 垣 盛三郎
取締役 縮 役 宮 城 宥
設計部 長
取締役 縮 役 与那嶺 肇
上 質 部 長
取締役 縮 役 比 嘉 一 郎
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 (0988) 77-8221 (代表)
FAX (0988) 77-8260
支 店 〒810 福岡市中央区大名2丁目8番19号
(大福ビル 302号)
電 話 (092) 752-3620

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)
上層路盤材/ホワイトクラッシャーラン(M-40) 製造販売



合資会社 大野産業

代 表 者 当 野 幸 盛

本 社 南風原町字新川345番地 ☎0988-89-4303(代)
生コン製造販売 日本工業規格表示許可工場
たから工場 東風平町字高良267-2番地 ☎098998-3065(代)
ホワイトコーラル、ホワイトクラッシャーラン 製造販売

特殊技術で県土を築く総合建設業



有限
会社

大

久

組

代表取締役 大 城 光 久

工事部次長 照 屋 馨

本 社：浦添市勢理客555番地の2
☎ (0988) 7 6 — 5 6 8 0
FAX (0988) 7 6 — 9 6 5 6
那覇営業所：那覇市港町2丁目2番地の5
☎ (0988) 6 8 — 5 1 8 0

営 業 種 目

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



合資
会社

沖土質コンサルタント

建設大臣登録 建設コンサルタント業 (63) — 2734号
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 (0988) 77-4583
(0988) 79-4470

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)沖縄技術コンサルタント

代表取締役 小波蔵 政 良
専務取締役 比 嘉 龍三郎
専務取締役 金 城 正 雄
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 (0988) 78-6575(代)
F A X (0988) 76-7408

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

代 表 取 締 役 比 嘉 弘 政
専 務 取 締 役 川 満 栄
常 務 取 締 役 吉 川 正 英

〒901-21
沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号 ☎(0988)77-4634
FAX(0988)76-0759

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



株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川 徹 男
専務取締役 富田 清
取締役 栗国 明
取締役 金城 真 明

〒901-21 浦添市字宮城569番地1 ☎(0988)76-4805(代)
FAX (0988)78-7230

—あすの街を創造する—

秀
KANEHIDE

金秀建設株式会社

代表取締役社長 城間 勇 吉

那覇市旭町27番地
総務部 ☎(0988)69-1350
営業本部 ☎(0988)62-2066
建設事業本部 ☎(0988)67-0241
鉄構事業本部 ☎(09894)5-3351

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 協和建設コンサルタント
会社

代表取締役	東	江	憲	六
専務取締役	謝	花	喜	昭
常務取締役	島	袋	定	雄
取締役	宮	城	吉	夫
企画部長	島	袋	章	雄
土質部長	仲	村	起三郎	

浦添市字伊祖375番地の1 電話(0988)79-5016

おかげさまで

20 周年

自然との調和を求めて…

新しい時代の新しい技術



株式
会社

技 建

代表取締役 津波古 勝 三

㊦ 日本工業規格表示許可工場

各種PC工事、設計、製作施工、ボックスカルバート、カーテンウォール
Lsディブロック、排水路、組立柵溝、電設用各種ハンドホール
道路用コンクリート二次製品、コンクリート製造販売・生コン販売

本 社 沖縄県与那原町字上与那原492-2番地 電話(09894)5-2787(代)
FAX(09894)5-1181
大里プレコン工場 沖縄県大里村字古堅1246番地 電話(09894)5-2458



未来、あざやかに。



株式会社

国建

本 社	〒900 那覇市久茂地1220 国和プラザ	☎(0988)62-1106(代)
土質調査部	〒900 那覇市東町19-1(野原ビル)	☎(0988)66-6645(代)
測量部		
東京本社	〒101 東京都千代田区内神田398 神栄ビル	☎(03)256-1969(代)
福岡事務所	〒810 福岡市中央区薬院483 かねはビル	☎(092)522-7034(代)

取 扱 い 品 目

● 土木資材

※暗渠パイプ

* ネットロン・ネオドレン・ネオカルドレン・カルドレン
スパイラル管・スーパー管

※板状排水材

※高盛土工法

* カルドレン

* テンサー・ネットロンシート

※布状排水材

※深層改良材

* タフネル

* タフネルドレン

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 (0988) 63-5710

FAX (0988) 63-5718

“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 昇**

本 社 〒900 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号
☎ (0988) 63-3141(代) FAX63-7989
東京支社 〒100 東京都千代田区丸ノ内1丁目8番2号(第二鉄鋼ビル3階)
☎ (03) 213-4431(代) FAX215-3477
大阪支店 〒540 大阪府中央区谷町3丁目4番5号(中央谷町ビル3階)
☎ (06) 945-0598(代) FAX945-0326
福岡支店 〒812 福岡市博多区博多駅東1丁目12番8号(加月ビル8階)
☎ (092) 472-4231(代) FAX474-3049

【営業種目】

- ◎測 量 全 般
- ◎一般土木・農業土木の調査、計画及び設計
- ◎土質調査、土質試験及び品質管理
- ◎土木工事全般の施工監理



株式会社 **芝岩エンジニアリング**

代表取締役社長 **上 地 竹 芝**
専務取締役 **与 那 覇 強**

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字屋富祖3丁目33番3号(山城ビル3階)
電 話 (0988) **79-4325**(代表)
F A X (0988) **76-3793**

那覇支店 〒900 那覇市字上間236 電話 54-4181

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

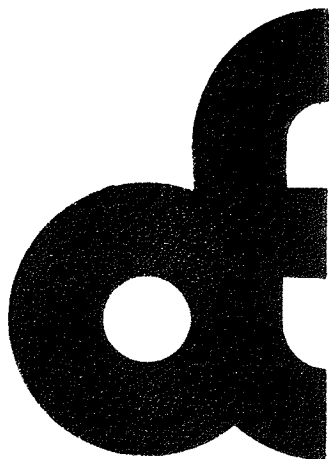
代表取締役 伊 藤 政 雄

〒110 東京都台東区東上野 1-28-5

電 話 (03)834-4201

FAX (03)834-0825

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 沖縄県浦添市字勢理客555-2

〒901-21 TEL0988-78-1381 FAX0988-76-0793

北部営業所 TEL0980-52-6341

東 京 支 社 TEL03-414-6021

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：浦添市字勢理客555番地
☎ (0988) 77 - 8556 (代)
FAX (0988) 76 - 5664
- 北部営業所：名護市字世富慶415番地
☎ (09805) 2 - 1570

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
取 締 役 砂 川 昌 逸
取 締 役 友 利 和 夫
監 査 役 比 嘉 定 喜
総務部長 天 久 武 志
営業部長 砂 川 武 光

〒901-21 沖縄県浦添市字宮城633番地
電話 (0988) 77-4390 (代)
FAX (0988) 76-2661

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



合資会社 **日興建設** コンサルタント

代 表 者 砂 川 恵 常
調査測量部長 松 田 長 栄
南風原営業所 城 間 敏 夫
設 計 部 長 城 間 正 雄

〒901-21 事務所 浦添市字勢理客456番地 ☎(0988)77-1667(代)

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 0988(79)6710代表

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
電算による製図業務



ユニオン土木設計株式会社

代表取締役社長 宮 城 盛 夫

専務取締役 与那嶺 照 男

事務所 沖縄県浦添市字小湾446番地(VFWビル)

電 話 (0988) 79-0273・0274

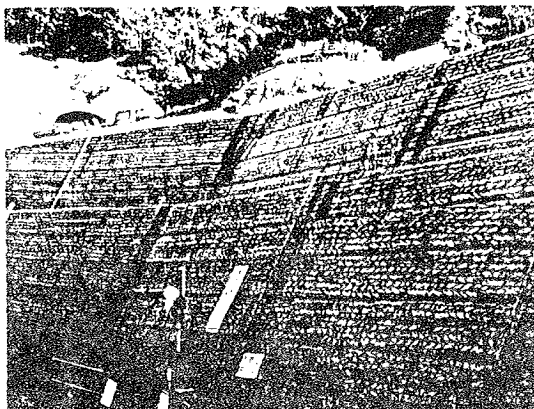
FAX (0988) 78-0282

土壌の安定を計る……

三菱油化の土木資材

テナー

(急傾斜盛土補強工)



◎ 営業品目

- テナー
- EPS土木工法
- スチロポールブロック
- コピラント
- ダイバース
- アビフレール
- エカコンスケット
- コカドレン
- テラブロック
- ストロンクファイバー
- エカコン・エ・シー
- NCDリバー
- テラブロック
- アスロンネット
- M・フェンス



三菱油化株式会社

三菱油化産業資材事業部門

(R) 菱和産資株式会社

土木資材事業部

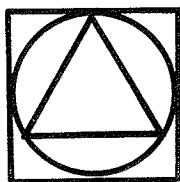
本 社 東京都港区芝浦1-12-3 住友成興芝浦ビル5F 〒105

電 話 03-456-9164～7 FAX: 03-456-9181

九州支店 福岡市中央区天神1-11-17 福岡ビル10F 〒810

電 話 092-721-7733(代表) FAX: 092-711-9246

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 兼 次 稔

沖縄県浦添市字沢砥1403の1
(琉信レジデンスたくし1階)
TEL. (0988) 77-2622
FAX. (0988) 78-7297

—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 岩 満 清 水

東京本社/東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03) 831-9111
大阪本社/大阪府中央区平野町四丁目2番16号 ☎(06) 201-1121
沖縄営業所/沖縄県那覇市松山1丁目1番10号 ☎(0988) 68-5789

地災研究会賛助会員





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1丁目21番2-303号
☎(0988) 76-2815(代)
ファクシミリ 78-4054

総合建設業



株式
会社

太 名 嘉 組

代表取締役 名 嘉 謙

本 社／浦添市字大平399-3 ☎(0988)78-9558・9597
伊平屋支店／伊平屋村字島尻16番地 ☎(09804)6-2266・2733
中 部 支 店／与那城村字屋慶名405番地 ☎(09896)8-7527

土木資材, 新工法のパイオニア

多数アンカー擁壁 テンサーの

岡三興業株式会社

南九州営業所

沖縄担当 和田

〒892 鹿児島市西千石町1-32 日本団体生命鹿児島ビル

☎0992-26-9051 FAX.0992-26-8369

鉄鋼商社・建設資材卸問屋 農業園芸施設メーカーとして 地域社会に貢献

- 販 売／石灰(土質安定処理材)・棒鋼・形鋼・一般鋼材
建築土木鉄鋼品・ホイストクレーン及び農業園芸
ハウス用資材・テールアルメ工法、ルートパイル工法
- 施 工／園芸ハウス施設・設計施工(全農・経済連指定)
水耕栽培システム・設計施工(全農・経済連指定)
養豚・養鶏舎施設・設計施工(全農・経済連指定)
長尺屋根・壁・設計施工
山留・仮設橋・支保工設計施工
- リース／重仮設材リース(鋼矢板・H形鋼・山留H形鋼)



沖阪産業株式会社

代表取締役社長 座 波 政 福

本社:沖縄県那覇市港町3丁目5番地の1 ☎(代表)0988(62) 2321

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 1 6 9 - 1
電 話 (0988) 8 9 - 0 3 9 1 (代)
F A X (0988) 8 9 - 0 3 9 3
事業本部 〒901-22 宜 野 湾 市 志 真 志 6 1 8
電 話 (09889) 8 - 8 3 3 3
F A X (09889) 8 - 8 3 3 4

磁気探査 地質・海洋調査 測量全般

OGP 株式 沖 縄 物 理 探 査
会社

建設省登録第(2)―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 2 5 7 番 地 7
電 話 (0988) 3 4 - 4 5 4 7 (代)
F A X (0988) 3 3 - 1 3 1 9

建設工事全般、道路区画線、道路標識、道路清掃
管更生工事、橋梁塗装工事、上下水道維持管理
建設資材全般、交通安全対策資材全般



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3-1-6 ☎(0988)85-4567
中部営業所 宜野湾市野嵩1-5-18 ☎(09889)2-8039

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／山口県美祿市伊佐町伊佐4611～1 TEL08375(2)0002
連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL0988(62)2321
(沖縄産業(株)建材部)

自然……人類とのふれあい

リゾート開発計画申請・建築計画設計・土地区画整理
一般土木・農業土木・上下水道・港湾・漁港全般の調査計画設計
土質調査・施工管理・登記申請(潰地等分合筆・建物表示)

土木測量設計：建設大臣登録 第1-14307号
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923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

常務取締役 高 嶺 正 邦
(設計担当)

☎904-04 本社 沖縄県国頭郡恩納村字富着1569
TEL (09896) 4-2642(代) FAX 5-0491

那覇営業所 那覇市首里赤平町1-44-7(海邦測量内) TEL0988(84)8140

中部営業所 沖縄市比屋根1081-3(沖縄経営サポート内) TEL0989(32)1221

具志川営業所 具志川市西原104の1 TEL09897(2)7400

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・設計から施工まで



株式会社 ソイル開発

代表取締役会長 名 嘉 謙

代表取締役社長 下 地 康 之

取締役専務 津波古 正 史

沖縄県浦添市字経塚179番地の2

電 話 (0988) 78-5960

技術と誠意で 地域社会の繁栄に 貢献する



総合建設業

大晋建設株式会社

代表取締役 大 城 重 信

本 社 浦添市牧港5丁目6番8号
(沖縄県建設会館5階)
電話(0988) 76-7777(代)
FAX(0988) 76-7888

青 と 緑



地球を考える

〈営 業 種 目〉

土木設計・農業土木設計・測量全般・調査測量設計・土壌・土質・地質調査及試験
磯気探査・地下水調査及解析・さく井工事・大口径ボーリング工

株式
会社

日 基 コンサルタント

旧 中村ボーリング調査測量設計工務(有)

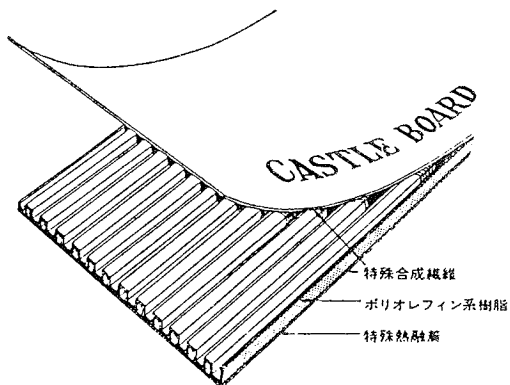
本 社 沖縄県那覇市樋川1丁目19番35号
〒900 TEL(0988)55-5578 FAX(0988) 32-8354

南部事務所 沖縄県東風平町字東風平804番地
〒901-04 TEL(098998)7522 FAX(098998) 7549

北部事務所 沖縄県名護市伊佐川229番地
〒905-11 TEL(0980)53-7578 FAX(0980) 53-7288

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード



大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



株式会社 南 興

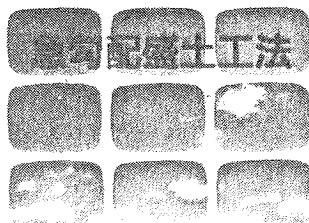


錦城護謨株式会社

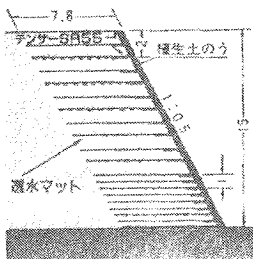
本社・工場 〒581 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321~9
東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目33番地8号
TEL 03(433)2631~3(新橋SSビル)

那覇営業所 〒903 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (0988) 84-2574 (代)
FAX (0988) 86-2512
本社 〒902 沖縄県那覇市与儀1-5-2
南洋土建ビル3F
TEL (0988) 54-1161

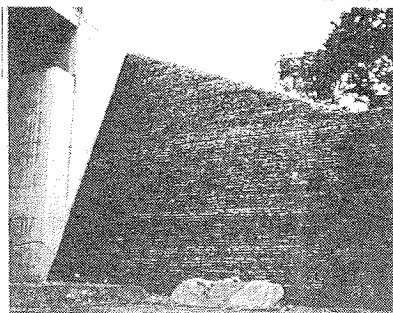
デューサー



● 仙台 都市計画道路



1997.3 施工



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

(バガサスマンション 403号)

☎(0988)68-5672 FAX (0988)64-1336

表紙写真説明

「座間味ダム」

座間味ダムは二級河川内川(座間味村)の上流に重力式コンクリートダム(堤高:30m 総貯水容量:66千 m^3)として建設されたもので、(1)洪水調節 (2)流水の正常な機能維持 (3)水道用水の確保 を目的としている。

本ダムの事業実施にあたって座間味村沿岸海域が沖縄海岸国定公園に指定されていることやダム本体が集落地に近いこと、さらに内陸部においては休養施設が少ないことを考慮し、ダム周辺の環境整備には十分な配慮を行っている。特にダム堤体には全国で初めて沖縄独特の城壁模様を型どるとともにダム周辺には高、中、低木をおり混ぜた緑化対策を積極的に行ない、さらに取り付け河川については親水式の階段護岸を採用するなど周辺環境との整合を図るとともに地域住民が憩いの場として十分活用できるよう配慮している。

第三回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集

平成2年11月13日 発行

編集 第三回沖縄土質工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄土質工学会
〒903-01 沖縄県西原町字千原1
TEL (09889)5-2221(内線 2743)

印刷 株式会社 太陽
〒901-21 浦添市字安波茶265-1
TEL (0988)7 6 - 4 1 8 8