

地盤改良工を実施した。ところが、押え盛土施工中に大規模な側方流動が起り、盛土安定に危惧が持たれる状況になった。数回にわたる地盤調査が実施され、先行盛土（パイロット盛土）による観測施工法が導入された。その結果、種々の対策工を検討する上で重要な性状が判明し、やむなく工期を1年間延伸した経緯がある。

盛土施工中に実施された地盤調査や、パイロット盛土による動態観測結果より、有明粘土地盤の特異性が把握できた。この報文は、有明粘土地盤の特異性状について主に動態観測データの解析・検討結果をまとめたものである。

2. 有明粘土の基本的性状とその特異性

有明海は、湾口の島原半島の口の津で外海と連絡している。この有明海をとりまく背後山地から流れる大小の河川の沖積作用とゆるやかな左回りの湾流により青灰色の粘土、あるいはシルト質の粘土層が15~20mの厚さで堆積している。これが、有明粘土層で濁土と呼ばれるものである。その基盤層は洪積層の砂岩と頁岩の互層であるが、基盤層と粘土層の境界部にあたる2~3mは、基盤岩が風化変質している。有明粘土層は堆積環境の違いにより、おおむね3種に大別され、東岸、北岸および西岸により性状が異なる²⁾。これは、前述した左回りの湾流のため、西岸にいくほど細粒分を多く含む傾向がある。有明粘土の分布図を図-1に示す。

以下に諫早地区の有明粘土地盤の性状についての概要を示す³⁾。土質性状の深度分布を図-2に、また圧密性状の分布を図-3に示す。

諫早地区の基盤は砂岩、頁岩の瓦層で、1~2mの砂礫あるいは粘性土層を介して10~12mの粘性土層より成っている。粘性土層は、N値≒0の極めて軟弱な地盤

で、シルト質粘土を主体とし、その連続性は良く、層相の変化は非常に少ない。また、全体に貝殻片が多く混入しており、特に4m以浅で混入量は極めて多い。また、最下部付近では腐植物を多く含む層が1m以内で分布している。特徴的な土質性状についてまとめるとつぎのようになる。

(1) 粒度；粘土，シルト分が大部分を占め、砂分は20%以下で、均質なシルト質粘土から成っている。

(2) 自然含水比；25~95%程度で、この含水比の変化は、粒度分布および深度と関係している。砂の混入の多い下層で50%以下、シルト・粘土含有量が90%以上になると含水比は70%以上となる。液性限界は自然含水比と同程度で、30~110%の範囲にあり、いずれも軟弱層の中間部分が円弧状に膨れる深度分布を示している。

(3) 一軸圧縮強度； $q_u=0.1\sim0.9\text{ kgf/cm}^2$ でバラツキは著しいが深度方向に強度増加している。設計値として事前調査結果の平均値として $q_u=0.2+0.025Z\text{ kgf/cm}^2$ が採用された。

(4) 強度増加率；圧密非排水条件の三軸圧縮試験結果によると強度増加率は $C_u/p=0.4\sim0.5$ が得られたが、近隣の施工実績データなどを考慮して $m=0.30$ を設計値とした。

(5) 圧密特性；設計で用いた圧密係数は、 $C_v=1.0\times 10^2\sim 1.6\times 10^2\text{ (cm}^2/\text{day)}$ であるが、その他に体積圧縮係数は、 $m_v=3\times 10^2\sim 2.5\times 10^{-1}\text{ (cm}^2/\text{kg)}$ が得られた。

(6) 粘土鉱物；粘土鉱物は、不定形板状のモンモリロナイト、イライト、管状または棒状の加水ハロイサイト、メタハロイサイトなどを含む。粘土鉱物は量的には微量で、大部分が珪藻類の遺骸である。

(7) 鋭敏比；鋭敏比は、諫早地区の土質性状を最も特徴づけていて、自然地盤の鋭敏比は15~32とかなり大きい値を示している。

3. 有明粘土地盤の強度および沈下特性

諫早工事における地盤調査結果と動態観測データをもとに、有明粘土地盤の特性について検討を行なった^{4),5)}。なお、パイロット盛土での代表的な観測計器の配置図を図-4に、また、観測計器一覧表を表-1に示す。以下に、得られた地盤特性について示す。

3.1. 地盤改良直後の強度低下

海成粘土で構成されている地盤に盛土を施工する場合には、特にその安定性に問題が生じることが多い。その最大の要因は海成粘土が変形に対して非常に弱く、容易に劣化して強度定数が低下する特性を持っていることにある。

鋭敏比が15~32と超鋭敏な値を示し、しかも自然含水

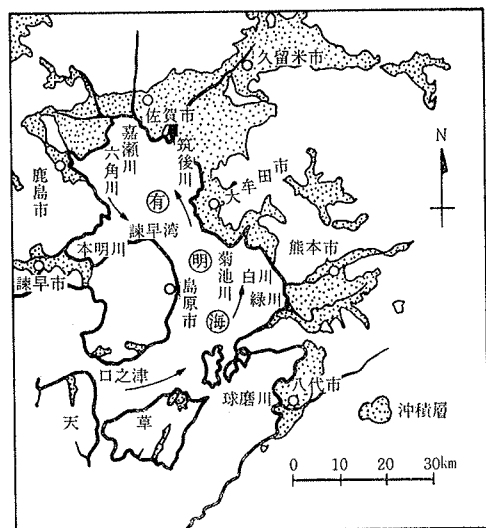


図-1 有明粘土の分布

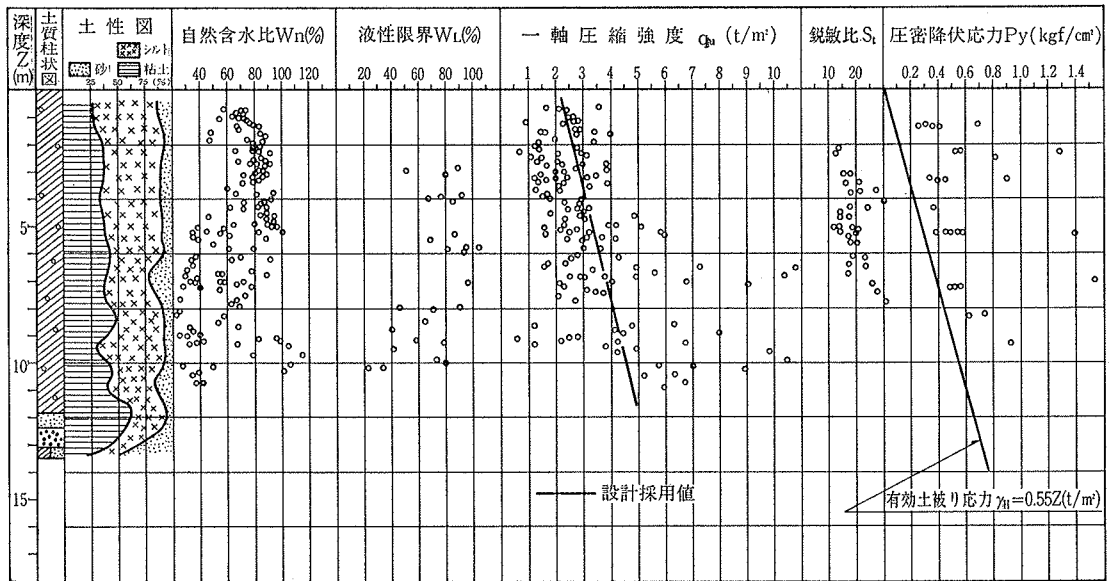


図-2 土質性状一覧

比が液性限界とほぼ同程度の値を示す有明粘土においては、その傾向が顕著である。

該当工事において、盛土の安定対策として実施した袋詰サンドドレーン工法 (S.D.) とサンドコンパクションパイル工法 (S.C.P.) の改良区域における地盤強度の変化を調べたのが図-5 である。

いずれの改良区域においても、地盤改良直後に基礎地盤が乱され全体にわたって強度低下が生じていることがわかる。初期強度の50~60%程度の強度低下を生じており、特に S.C.P. 改良区域での低下が大きく表われている。鋭敏性の高い地盤に対する地盤改良工法の選定には、その目的と合わせて十分留意する必要がある。

観測計器名	個数	仕様
地表面型沈下板 (T型)	27	FL-500×500×4.5 ロッドφ19丸鋼 保護管φ50VP管
層別沈下計 (スクリュー型)	10	ロッドφ19丸鋼 (先端φ100スクリュー溶接) 保護管φ50VP管
変位杭	4	木杭 75×75×1300 (杉角材)
地すべり計	2	SRL-1型 (坂田電機製)
地中変位計	8	FD-1300T傾斜計 (坂田電機製) MD-1D測定器
間隙水圧計	13	PD-2P型 (坂田電機製) MD-1D測定器
水位計	7	有孔塩ビ管
土圧計	4	フラットジャッキ式 PD-2F-300型 MD-1D測定器
傾斜計	4	水準傾斜計水管式 (中浅測器製)

表-1 観測計器一覧

3.2. 長期の強度回復

押え盛土の一部に変状の表われた時点から、その後のパイロット盛土による地盤強度の経時変化について検討してみた (図-5 参照)。

地盤改良直後の著しい強度低下は、盛土開始1カ月経過後も回復せず、8カ月を経て当初の設計値をやや上回る程度であった。その後の盛土施工においても、強度増加の少ない部分が見受けられる。地盤改良時の強度低下とその強度回復に長期間を要することは、有明海成粘土の特異な性状の一つである。

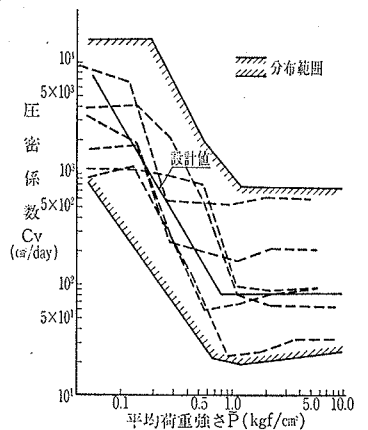


図-3 圧密係数の分布

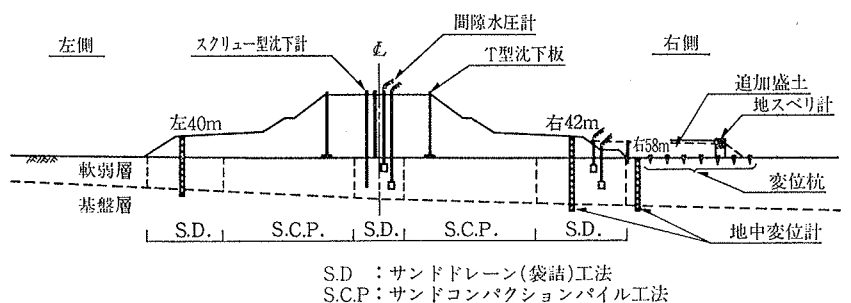


図-4 パイロット盛土による観測計器配置例

3.3. 遅い実測沈下と小さい強度増加率

代表地点における実測沈下曲線と理論沈下曲線とを合わせて示したのが図-6である。

実測沈下曲線は、初期の盛土施工時において沈下が比較的急速に進んでいるが、放置後は緩速施工を行なったためもあって、非常にゆるやかな沈下曲線となっている。さらに、盛土完了真近になってから再び沈下が進行する傾向を見せそれ以後もかなりの残留沈下が予想される。

ところで地盤改良後の圧密試験結果では、圧密係数が事前の1/10程度に低下していることがわかり、 $C_{vh}=1/10 \cdot C_v$ として理論沈下曲線を求めてみた。

ところが、沈下曲線の理論値と実測値を比較すると、なおかつ実測沈下速度に大幅な遅れが認められる。ドレーン打設に伴って地盤の透水係数が低下し、原地盤の圧密係数が事前の設計値よりも小さくなることから、該当地盤のように鋭敏比の高い海成粘土の場合、この要因による圧密係数の低下が顕著である。沈下速度が大幅に遅れることは言い換えれば圧密による地盤強度の増加が

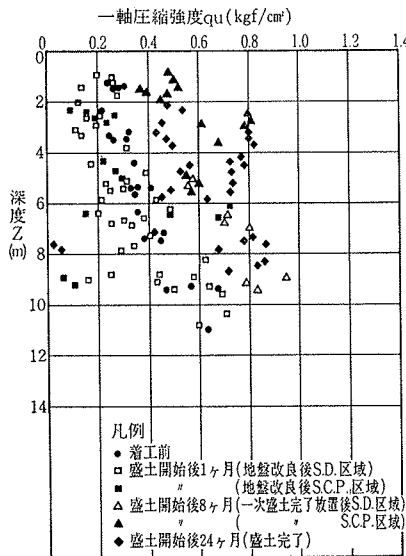


図-5 地盤強度の変化

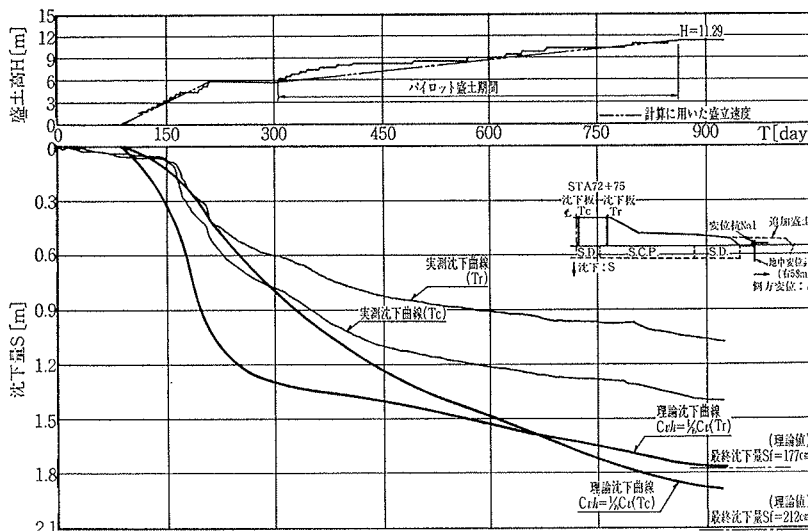


図-6 理論沈下曲線と実測沈下曲線の比較

設計時に予想したものよりかなり小さな値となる。一部土質試験結果によると、強度増加率 $C_u/p=0.20 \sim 0.25$ を示し、かなり小さくなることがわかった。

4. 高盛土による動態挙動と安定管理手法の適用

該当工事における現場計測データについて現在提案されているいくつかの安定管理手法による解析を行なった。

4.1. S~δ/S 管理 (松尾・川村の管理図)

盛土開始後まもなく縦断延長 200 m の広範囲にわたって大規模な側方流動が発生し、盛土体に変状が生じたが、これまで一般に知られているような盛土周辺地盤での前駆的な現象は認められなかった。S~δ/S 管理図を図-7に示すが、この図によればその直前における沈下量は盛土中心において 25 cm、側方変位はわずか 2 cm であり、安定している状態と考えられる時点であった。前兆もなくしかも一気に側方変位が卓越している状況は、一般の軟弱地盤における挙動と大きく異なる海成粘土の特異性の一つと考えられる。

このような地盤挙動を安定管理図から予想することは、困難であり、安定管理図の適用性、安定状態を判定する基準値の設定等、一般軟弱地盤を対象とする従来からの手法を適用することは問題が残るようである。

また、変状後の動きを追ってみると、盛土開始後 2 カ月後に δ/S が 1.0 を割り、その後は $Q/Q_r=0.9$ 曲線に沿った形で地盤は安定化の傾向を示している。しかし、盛土開始後 21 カ月後に急に $Q/Q_r=0.9$ 曲線を越え、徐々に危険側へ推移していると判断される。これは、追加盛土の施工による動きと思われる。

4.2. Δδ/Δt 管理 (栗原・一本らの管理図)

Δδ/Δt 管理図のうち、地中変位計と変位杭の動きを示したのが図-8である。

S~δ/S 管理図と同様、これから変状前の前兆を読みとることはできない。全般的に変位速度 (Δδ/Δt) は非常に小さく、変状時を除いてはほぼ 1 cm/day 以下である。盛土計画高近くになると、それまでとは異なる挙動を示している。この時期は追加盛土をしたために、側方変位が進行したためである。

また、側方変位の計器による違いを比べてみると、地中変位計の挙動の方が変位杭のそれよりも敏感であり、かつ変位速度が大きく表われている。これは計器

の精度に加え、盛土法尻部の水路（幅 4 m）の影響を受けることなく、深度方向の動きを敏感に把えるためと考えられる。このような地盤では、地中変位計が有効であることがわかる。

4.3. S~δ 管理（富永・橋本による管理図）

S~δ 管理図のうち、2 地点の測定結果を図-9 に示す。

この管理図からも盛土変状の前兆を読みとることは難かしいようである。その後の変化を追ってみると、STA. 72+75 地点では沈下量のみが増加し、一方側方変位は逆に減少し盛土側に引き込まれながら安定状態で圧密が進んだと考えられる。しかし、沈下量が 1 m に達した後急に側方変位が増加し、その後盛土完了まで沈下量とともに増加している。これは追加盛土の施工によるもので、側方変位が卓越したためである。

一方、STA. 74+75 地点では、前地点と比較して大きい側方変位を示した後はほとんど変化はなく、その後 1 m の沈下後に側方変位が徐々に大きくなっている。変状後の挙動に類似な点が見受けられること、同じ沈下量付近から側方変位が卓越しだすことなど特異な地盤挙動を推測することができる。

5. 高盛土による地盤の挙動特性について

地中変位の経時変化について、S.D. 改良地盤を無処理地盤に設置した地中変位計の測定結果を図-10 に示す。まず、右 58 m 部変位計（無処理地盤）においては最初 EL -6.0 m 付近が変位の最大値を示し、地表面付近では逆に引き込まれている。その後、最大値の位置は徐々に地表面近くに推移し、盛土完了時には EL -3.0 m が最大値となっている。EL -1.0 m における変化量は最も大きいが最初の引き込みのために盛土完了時において最大値より 15 mm 程度小さくなっている。これは盛土法尻部の水路によって、盛土施工中の側方変位が遮断されるための挙動と思われる。また、追加盛土の施工以前においては地表面で最大 5.3 cm の引き込みがあり盛土施工とともに全体に外側への側方変位が卓越し盛土施工完了後も漸増傾向が見られる。これら一連の地盤挙動は、水路を含む盛土条件や施工条件によるものと考えられる。このよう

な地盤挙動は、一般軟弱地盤でも見受けられるが、特に海成粘土地盤では、軟弱層中の弱層部分の影響があるものと推定される。

また、右 42 m 部変位計（S.D. 改良地盤）では地中変位の最大値は常に地表面付近となっており、かつ無処理地盤に比べ約 2 倍の変位量である。経時的には、追加盛土の施工前までに約 15 cm の側方変位があり、施工中及び施工後は変位量が大幅に減少している。これらは、追加

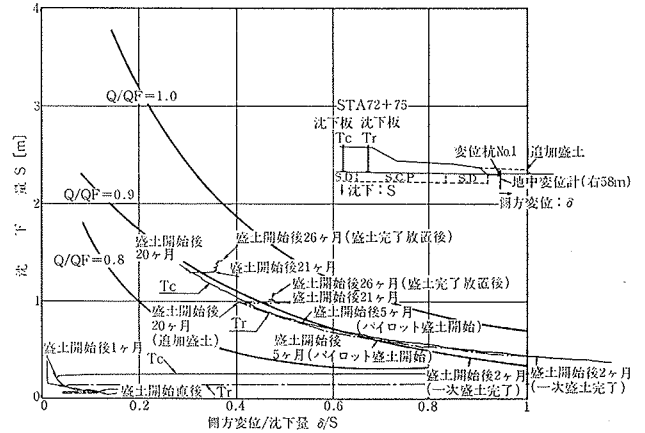


図-7 S~δ/S 管理図

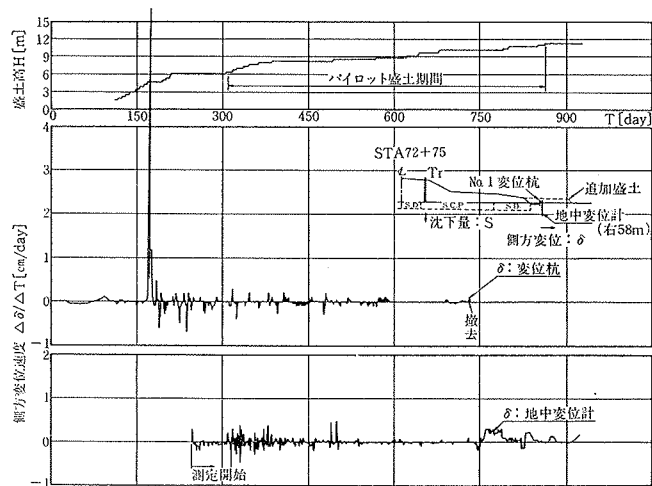


図-8 δΔ/Δt 管理図

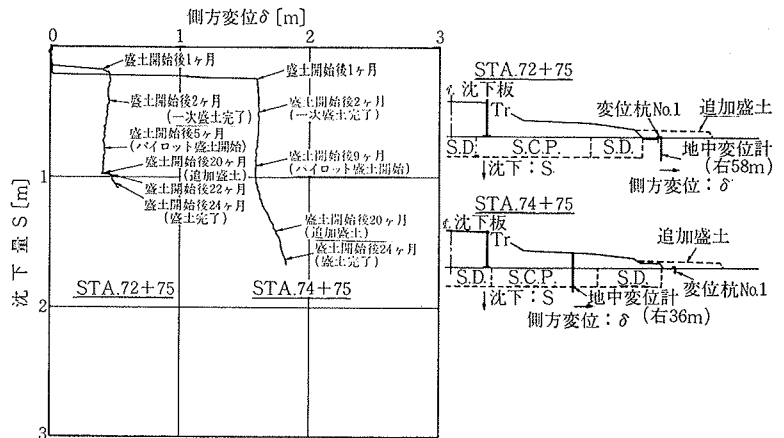


図-9 S~δ 管理図

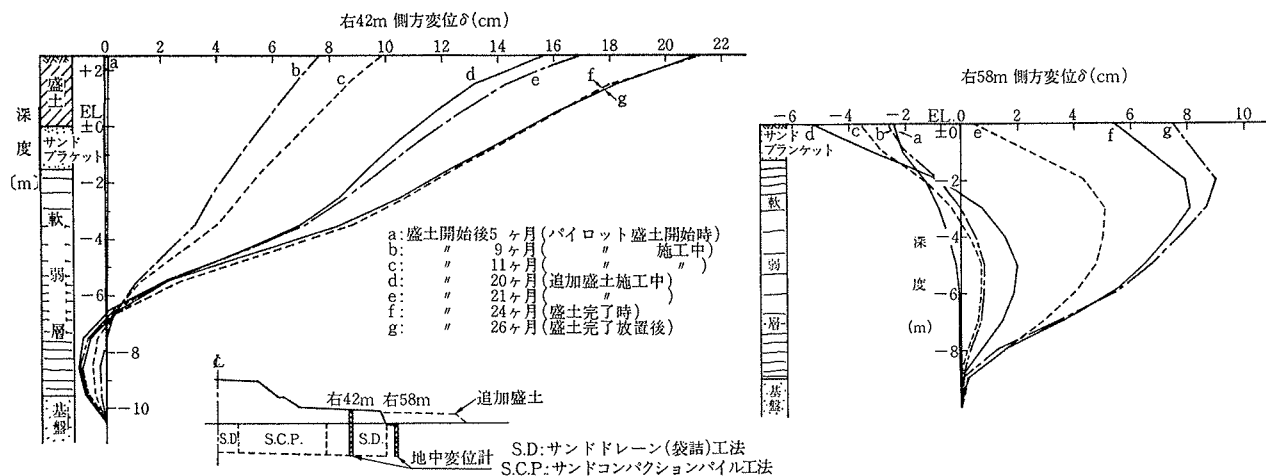


図-10 地中変位の経時変化

盛土の施工による側方拘束のために無処理地盤とは異なる挙動を示しているためと思われる。

6. あとがき

有明粘土地盤における高速道路盛土工事の動態観測結果を検討してみると、一般軟弱粘土を対象としてきた従来の経験則では理解できない問題点が数多く指摘されるようである。しかもそれらの問題点の多くは有明海成粘土地盤の特異性に起因するためと考えるのが自然である。

今回の解析、検討の結果、判明したことをまとめると次のようになる。

(1) 有明海成粘土地盤には、その強度変化や圧密沈下性状に、一般軟弱地盤と異なる性状が認められる。

(2) 一般軟弱地盤を対象とした従来の安定管理手法では盛土変状の兆候を得ることが困難で、適確に破壊予測することのむずかしさがある。

(3) 地中変位計が地盤の挙動を忠実に追っており、このような地盤での安定管理手法には有効である。

今後、海成粘土地盤での工事施工例が増加することが予想される。安定管理手法の開発及び基準値の設定法など解決せねばならない問題点も多い。特に、地中変位を主とする安定管理手法の適用について詳細に検討しておく必要がある。

謝辞

この報文をまとめるにあたって、当時日本道路公団福岡建設局長崎工事事務所横山健治工事長（現甘木工事事務所副所長）並びに石井吉宏技官（現大村工事事務所工務課長）より多大なる御指導、御配慮を賜わった。また、(株)大林組福岡支店北方工事事務所井芹敬吾所長をはじめ関係各位に対し深甚なる謝意を表します。

なお、データ解析にあたっては当所、鳥井原 誠、細谷芳己両研究員に依ることが大きいことを付記しておく。

参考文献

- 1) 例えば、土と基礎、軟弱地盤特集号、Vol. 20, No. 8, (1972), pp. 1~74 など
- 2) 鬼塚克忠：有明粘土、九州・沖縄における特殊土、土質工学会九州支部、(1982)
- 3) 日本道路公団福岡建設局長崎工事事務所：九州横断自動車道諫早工事（溝陸地区）軟弱地盤動態観測報告書、(1981)
- 4) 柴田 徹編：現場計測工法、(1979)
- 5) 平間、鳥井原：パソコンを用いた軟弱地盤上の盛土の情報化施工システム、大林組技術研究所報、No. 27, (1983), pp. 87~91