

Observational Construction Control And Elasto Viscoplastic

Analyses of Poor Ground Below a Revetment

木村 浩* (Hiroshi Kimura)
 田原 正登** (Masato Tahara)
 小笠原 弘典*** (Hirosuke Ogasawara)
 大畑 徹夫**** (Tetsuo Oohata)

キーワード：計測管理／弾・粘塑性／軟弱地盤／変形／変位速度／有限要素法 (IGC:E2)

1. まえがき

軟弱地盤上の盛土工事において、動態観測を行い安定管理を実施した事例は多く、計測工法の有用性が認められている。現在、安定管理に用いられている方法は、地盤の破壊に先立って地盤変形や間隙水圧などになんらかの先駆現象が表れることを前提とした定性的な管理手法に加え、水平・鉛直変位、変形速度、盛土荷重などに着目した管理基準の設定による定量的な管理手法もとり入れられている。^{1), 2), 3)}

しかし、土は不均一であり個別的で再現性がなく、しかも粘土においては弾塑性の性質のほかにクリープなどのレオロジー的性質を示し、特にクリティカルな状況下ではクリープ現象が顕著となるため、定量的な安定管理が難しく定性的にならざるを得ない一面がある。まして、破壊に対して現在、あるいは次の段階でどの程度安全なのかを知ろうとすることは、はなはだ困難なことである。これを可能にらしめる方法として、用いる材料モデルやパラメーターの設定に難しい問題を内在するが、有限要素法が有効と考えられる。

本報告は、軟弱な無処理地盤上に計画された浚渫土土捨場の護岸工事に計測管理システムを取り入れ、無事に工事を終えた成功例を紹介するとともに⁴⁾ 定量的な安定管理を可能にするための試みとして、粘土の弾塑性的な性質とクリープなどの時間依存性を統一的に表現しようという関口・太田モデルを用いた弾・粘塑性有限要素法解析²⁾も合わせて紹介する。⁵⁾

2. 工事概要

2-1 基礎地盤の土性

地盤土性図を図-1に示す。当地の地盤構成は、表層に河川堆積物とみられる砂層があり、以下に約13mの軟

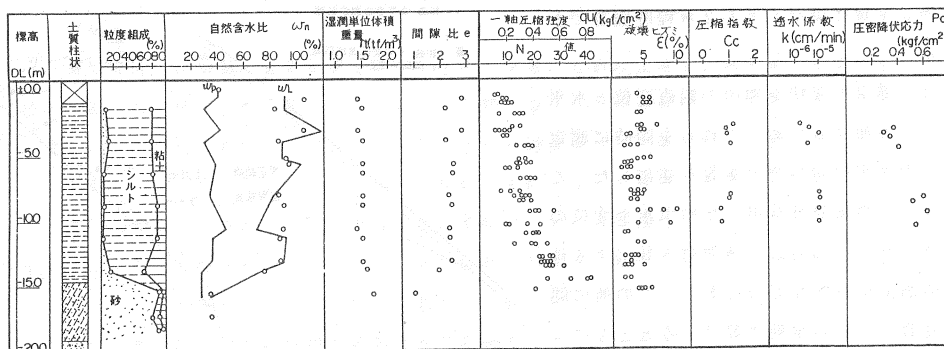


図-1 地盤土性図

* 中電技術コンサルタント(株)第2土木部 部長, ** 同左 課長, *** 同左 課長, **** 同左 副長

弱な海成シルト層が堆積している。
それより以深は砂・砂レキ層である。

2-2 工事内容

工事は、泊地浚渫土土捨場（周囲約 1.5 km）の、護岸築造工事である。その施工断面を図-2に、工事工程を表-1に示す。軟弱地盤上に築造される捨石式護岸の施工は、4次に分けて行われ、浚渫土の投入は、1・2次の護岸工事完了後、外海と土捨場内が遮断され土砂の漏出のない状態で+3.5 mまで行い、引続き3次工事施工後に+5.0 mまで行った。

計測管理は、昭和54年8月に計測装置を設置し、2次施工時から実施した。

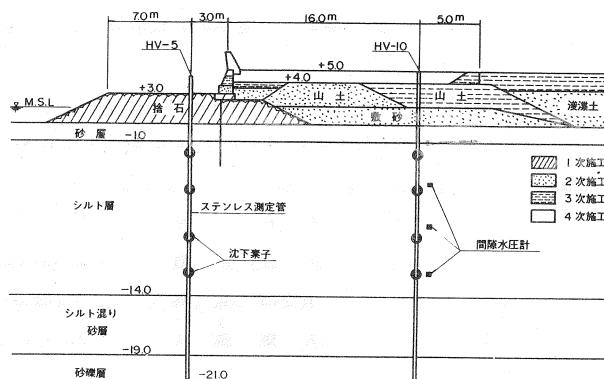


図-2 護岸断面図

年次		53			54								55								56								57		
工程		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
護 岸	第 1 次施工																														
	第 2 次施工																														
	第 3 次施工																														
	第 4 次施工																														
浚渫土埋立																															
埋立(山土)																															

表-1 工事工程

3. 計測管理

当護岸工事が、図-3に示す円弧すべり計算結果から判るように極めて厳しい条件下で施工されるため、以下に示す計測管理を実施した。

3-1 計測計画

計測装置の設置位置は、図-2および図-4に示すとおりであり、設置基準は下記によった。

① 平面配置は、護岸延長すべてに亘って100~150 mに1カ所を基準として配置する。② 断面位置は円弧すべり臨界円の中心直下になることを考慮し、護岸法線より海側3 mとした。③ 設置深度は、十分安定した砂レキ層に少なくとも2 m程度固着できる深さとする。

計測装置は、護岸の変状を地中の鉛直変位と水平変位に着目して管理するため、これらを同時に測定できる鉛直・水平変位同時測定装置を使用した。この装置は、ローラ型傾斜計を用いた地中水平変位の測定と磁気センサーを応力した層別沈下計による地中鉛直変位の測定が可能なのである。この他に間隙水圧計も設置し、その挙動に着目するとともに、圧密度のチェックにも利用する。なお、測定の頻度は、護岸施工中は毎日1回、浚渫土投入中は3日に1回、施工休止中は3日~1週間に1回を標準とした。

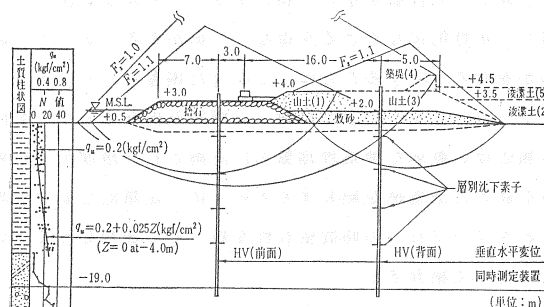


図-3 円弧すべり計算結果

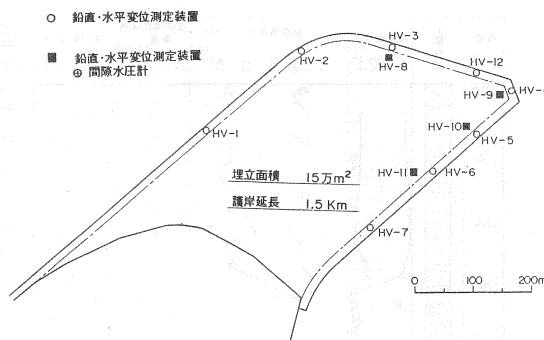


図-4 計測装置平面配置図

3-2 管理システム

計測結果を施工へ有効に反映するために、本工事では図-5に示す管理システムに従って、データの解析と運用を行っている。

情報の管理は次の3部所で行い、現場事務所と解析担当事務所の連絡は、即時性を要求されるため電話ファクシミリを利用してデータを送信し、コンピューターによって整理し転送するシステムを取っている。

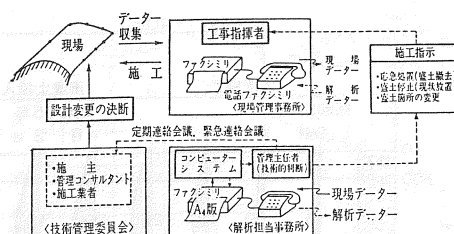


図-5 管理システム

①工事現場：工事を進める直接の組織であり、データ採取と解析結果に基づく施工を担当。②解析担当事務所：現場からのデータを受けて整理し、安全度を判断してその結果を現場に伝える。③技術管理委員会：施主・管理コンサルタント・施工担当の3者で組織し、設計変更及び施工の各段階で次の段階に進むべきか否かを判断するなどの重要な決定を行う。

3-3 管理指標

表-2に示す6項目を安定管理の指標とした。このうち、載荷時のせん断変形ならびに載荷後のクリープ変形に対して規制する目的で、地中の卓越深度における水平変位速度に対し管理基準値を設定した。これは、各盛土施工段階前に必ず試験盛土を実施して地盤の変形挙動を観測した結果に基づいて設定したものである。すなわちそのときの水平変位速度 S_H が、載荷時においては 2.0 cm/day 以下で、載荷後は 0.3 cm/day を越えることなく零に収束するという変形パターンに着目した。

また、盛土速度、まき出し厚等についても試験盛土による変形挙動から決定し、次の載荷盛土は水平変位が零に落ち着くまで中止した。さらに、潮位の変動によっても水平変位速度が増大するという計測データを重視し、特に大潮時に向う時期の盛土施工は回避した。

管理項目	管理上の指標・注目点	解 説
(a)	載荷時 (即時変形) S_H	$S_H < 2.0 \text{ cm/day}$ ・せん断破壊に対する基準値
	載荷後 (クリープ変形) S_H	$S_H < 0.3 \text{ cm/day}$ ・クリープ破壊に対する基準値
(b)	S_H/S_V $S_V \sim S_H$	・ S_H , S_V のうち特に S_H の増大 ・ S_H , S_V の経時変化から、せん断変形、クリープ変形、圧密変形のうちの現象が卓越しているか判断
(c)	クラック	・クラックの有無 ・クラックの開度・進展状況 ・破壊の前兆として要注意
(d)	沈下	・急激な沈下 ・水平方向の変形と合わせて監視
(e)	間隙水圧	・間隙水圧の上昇 ・土中のすべり（すべり破壊の兆候）をキャッチ
(f)	変形状	・形状の変化 ・卓越深度の変化 ・すべり破壊面を想定

注) S_H , S_V : 地中の卓越深度における水平変位速度、水平変位および鉛直変位

表-2 安定管理の指標

3-4 計測結果

図-6は、護岸前面での地盤の変形挙動を示したものである。これによると、水平変位の変形状は、いずれも地中変位の卓越深度を境に弓形に膨み出しており、初期に発生した卓越深度（-5.0m）は、その後の増加荷重に対してもほとんどその深度を変えていない。また、この卓越深度は、円弧すべり計算（図-3）における臨界円の通過する深度とはほぼ一致しており、計算値・実測値ともにシルト上層部でのすべり破壊を示唆している。

図-7は、護岸前背面の変位図である。背面の水平変位は、その卓越深度を前面側より上部（-3.0m）とし、当初、護岸荷重により埋立側へ変位していたが、昭和54年12月時点（浚渫地盤高+2.9m）を境に前面側へその変位を移行した。しかし、敷砂やシルト表層部は、終始埋立側へ変位している。この様に、背面の計測装置を設置することによって、護岸付近の基礎地盤が複雑な変形挙動をすることが判った。これによると、前面の水平変位には、浚渫土に起因する変形量と護岸荷重に起因する変形量が含まれており、全体的に大きな変形量となっている。しかし、護岸直下の地盤に蓄積される破壊ひずみエネルギーは、護岸前背面の相対変形量に比例するものと

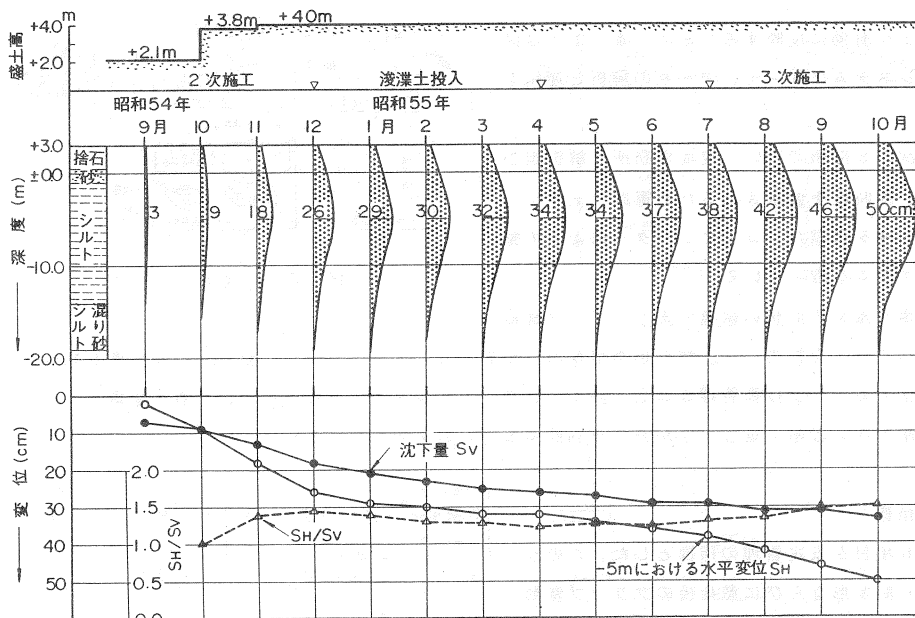


図-6 基礎地盤の変形挙動

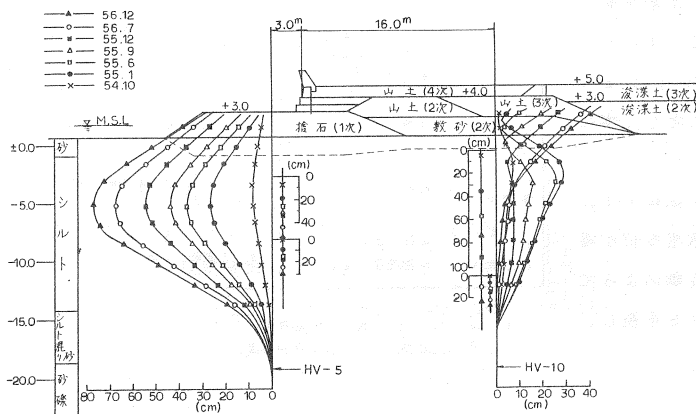


図-7 鉛直・水平変位図

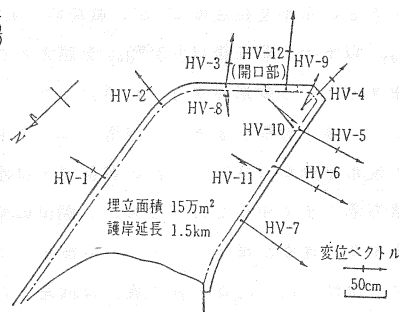


図-8 全施工完了時点の地中内変位 (Smax) (ベクトル図)

考えれば、みかけより少ないものと推測される。従って、載荷による応答変位を直接管理することに意味があり当工事に採用した変位速度による管理手法の有用性があるものと思われる。

図-8は、全施工中の卓越深度の水平変位ベクトル図である。これから、基礎地盤全体の変状が把握でき、開口部から西側の護岸部は当初から変形が大きい。その要因として旧海底面が低く盛土荷重が大きいことが考えられ、その一帯はすべり破壊の可能性を示唆している。当然、試験盛土はこの区間で行っている。

図-9は、水平変位速度の経時変化図である。変位速度は、盛土を行った直後にピークとなり、以後は減少する形をとっている。ダンプトラックの走行や潮位の変動によって変位速度が増大することもあるが、この場合は急激に速度は低下する。図-10は、満潮時から干潮時にかけて変形測定を実施した時の卓越深度における変位の変動を示したものである。地盤は、内外水位差による一種の動的な繰返し荷重を受け、干潮時には海側へ、逆に満潮時には埋立地側へ挙動するものの、長期間にわたって変位増進に寄与するものと考えられる。

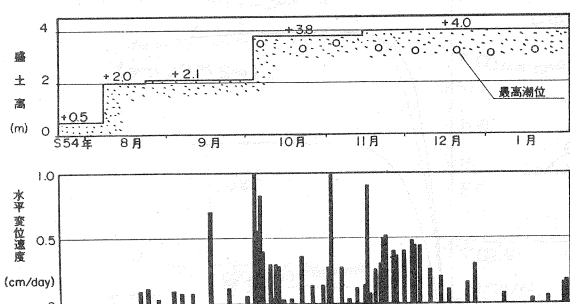


図-9 水平変位速度の経時変化

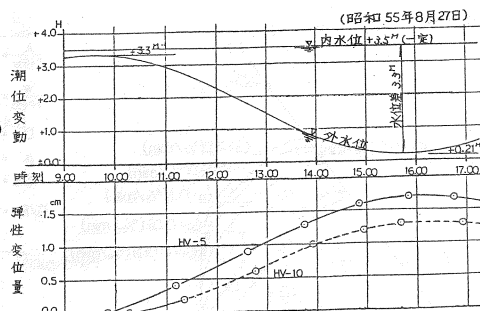


図-10 潮汐に伴う地盤変動

図-11は、沈下と水平変位量の関係図である。本図は、鉛直変位同時測定装置によって地中の同一場所で計測した。シルト層上面の沈下と最大水平変位量の関係図である。これは、富永⁸⁾らによって提案されている管理方法であり、今回は同一場所での変位関係であるため、変化が大きく表れない欠点はあるが、2・3次施工後の不安定な状態がこの図から見られる。また、図-6に示した沈下と水平変位量の比である S_H/S_V は、最大で1.5程度を示した。

以上、計測結果の一部を紹介してきたが、当工事が浚渫土土捨場の護岸工事という特異性（道路工事のような台形盛土と異なり盛土の位置・形状・時期等が複雑）と、クリティカルな施工であることから、クリープ変形が卓越し地盤が複雑な変形挙動を呈している。現在提案されている台形盛土を対象とした定量的な安定管理は、当工事には適用しにくい一面があるように思える。従って、 $\dot{S}_H$ 、 S_H/S_V による管理が有効であろう。

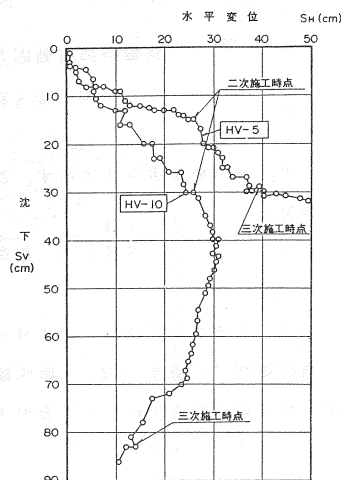


図-11 沈下と水平変位量

管理はある測点での値を全体挙動の代表値として利用するものであり、地盤全体の状態把握は困難である。そこで、定量的な安定管理を可能とするための一段階として、弾・粘塑性有限要素法を行うことにした。

4. 弾・粘塑性有限要素解析

4-1 構成関係式

関口・太田²⁾らが提案した弾・粘塑性モデルを用いる。粘塑性ポテンシャル関数 F の具体的な型は

$$F = \alpha \ln \left(1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \right) e^{\times p \left(\frac{f}{\alpha} \right)} = vP \quad (1)$$

$$f = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + D \left(\frac{q_s}{p} - \eta_0 \right) \quad (2)$$

ここに、 α ；2次圧縮指数、 $\dot{v}_0$ ；初期体積ひずみ速度、 t ；経過時間、 vP ；体積ひずみの粘塑性成分、 p ；平均有効応力、 q_s ；一般化された主応力差、 λ ；圧縮指数、 k ；膨潤指数、 D ；ダイレイタンス係数、 e_0 ；初期間隙比、 p_0 ；初期平均有効応力、 η_0 ；有効応力比 q_s/p の初期値である。

また、間隙水圧の消散過程は、Biotの圧密方程式に基づいた有効応力解析による。このプログラムの検証として、軸対称・非排水条件下で低速せん断試験解析を行いその妥当性を確かめている。（図-12）

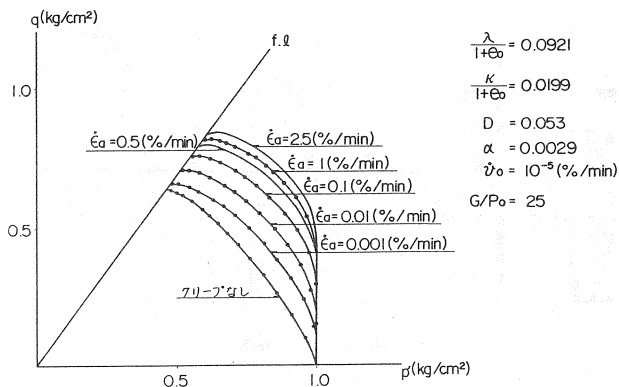


図-12 CU試験時の有効応力径路

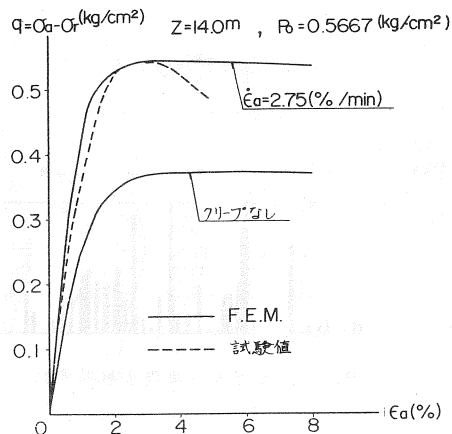


図-13 一軸圧縮試験シミュレーション

4-2 土質定数

本解析に用いた定数を表-3に示す。このうち、 $D \cdot \dot{\epsilon}_0$ については次のように決定した。

まず、ダイレイタンス係数 D は、軽部の提案式から決定した。

$$M = 1.75 \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \quad (3)$$

ここに、 M ；破壊時の有効応力比で $M = (\lambda - \kappa) / D \cdot (1 + e_0)$

また、初期体積ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0$ は、一軸圧縮試験シミュレーション計算から、一軸圧縮試験結果を比較よく表現する $\dot{\epsilon}_0$ を決定した(図-13)。

$\lambda = 0.385$	$e_0 = 2.15$
$\kappa = 0.0434$	$p_0 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
$D = 0.07$	$\kappa'_0 = 0.5$
$\alpha = 0.0029$	$\kappa_x = \kappa_y = 1.44 \times 10^{-4}$
$\dot{\epsilon}_0 = 1 \times 10^{-7} \text{ day}^{-1}$	m/day

表-3 諸パラメータの値

解析モデルは図-14に示すとおりであり、上・下面のみ排水境界とし、側面をスライド、下面を固定支承として平面ひずみ条件で解析した。なお、盛土材の剛性を要素追加機能により考慮した。

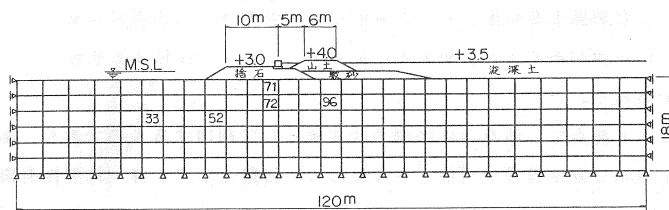


図-14 解析モデル図

4-3 解析結果

有効応力解析の、次の3つの領域では盛土載荷から放置期間における応力径路は異なっている(図-15)。

- 1) 盛土中央部——平均有効応力 p がほぼ一定のまま主応力差 q が載荷にともなって増加し、載荷終了後は排水が卓越するため p が増加し安定な方向にいく。その傾向は表面(排水境界)に近い程顕著であり、層中央部より安全率 $(M / (q/p))$ で表すことにすると)が逆転し大きくなる。
- 2) 法尻部——載荷中は盛土中央部と同じ挙動を示すが、載荷終了後の放置期間中は応力緩和がみられ p が減少し q は増大する。すなわち、この領域の有効応力径路は終始危険な方向にいつている。
- 3) 法尻からさらに離れた領域——載荷期間中の応力径路は p が減少し q が増大するため危険な方向に向うが、放置期間中は応力緩和により p が減少し q が増大するため危険な方向へと移行する。これらのことから、計測管理の着目点は法尻付近が有効と言えよう。

図-16に、水平変位の実測値と計算値の比較を示す。これによると、変形の小さい時点では変形の量・形状とも比較よく一致しているが、変形が進むにつれて計算値の方が小さく、施工休止中は逆に埋土側へもどるという結果となった。この差異は、施工休止中も変形が大きくなるクリープ変形の著しさを、本解析では表現できない

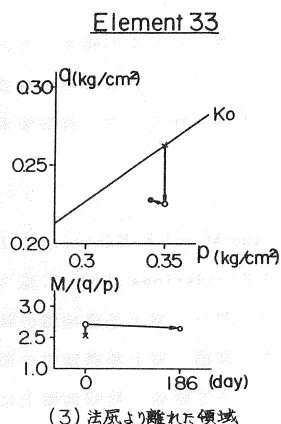
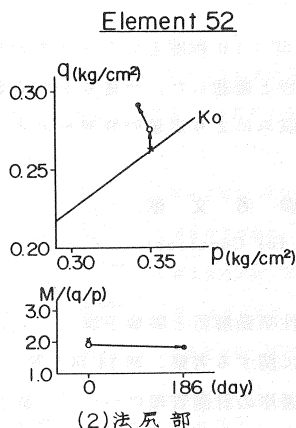
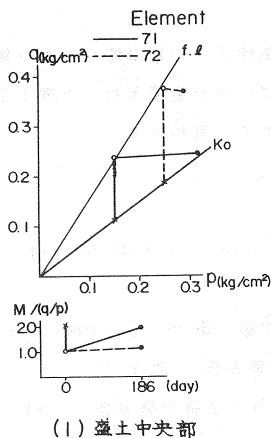


図-15 捨石投入時および放置期間中の有効応力経路と安全率

かったものとする。図-17は、一要素における平面ヒズミ非排水応答解析を行って理論計算値と比較したものであり、逐次積分の時間刻み Δt が大きくなる程精度がおちている。そこで、本解析では $\Delta t = 1 \sim 3$ dayとしているためかなり精度は粗くなっているものと考えられ、捨石投入後の放置期間中を $\Delta t = 1$ minとして数ステップ計算を試みた。その結果、休止中も変形が外側に生じるという現象が得られた。

この様に、クリープ変形を精度よく表現するためには、時間刻みを小さくする必要があり、計算ステップは莫大となる。従って、計算容量ならびに費用の面から困難であり、今後の課題となった。

以上、盛土荷重による粘土地盤の応力・変形挙動を弾・粘塑性有限要素法によって解析することは有効と考えられ、定量的な安定管理につながるものと思われる。

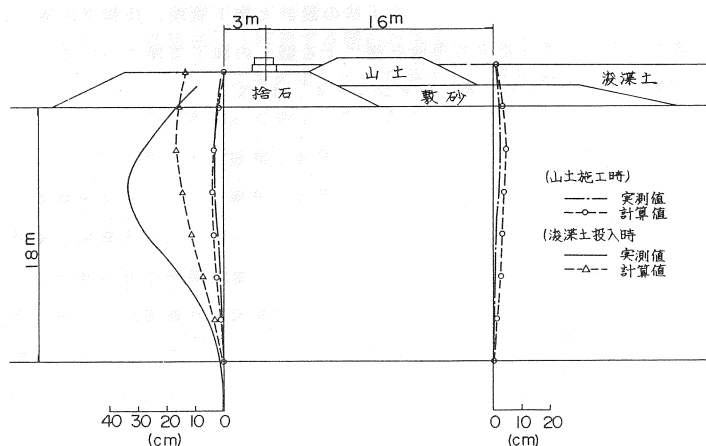


図-16 実測値と計算値との比較

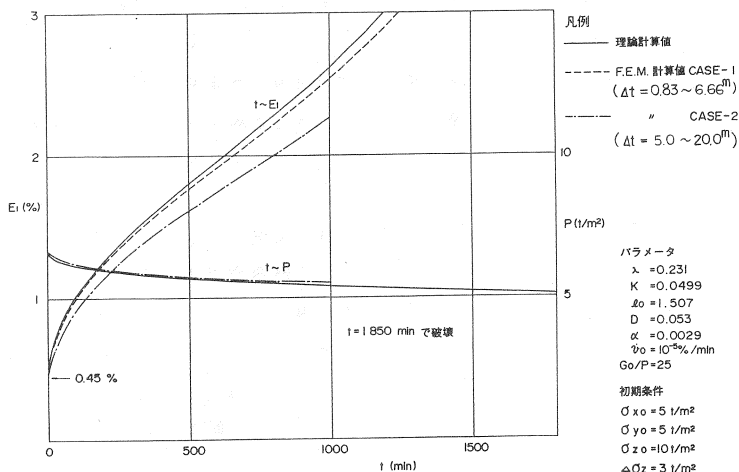


図-17 平面ヒズミ非排水応答曲線

5. あとがき

無処理地盤でしかも円弧すべりの安全率 $SF \approx 1.0$ 程度というクリティカルな条件下での護岸埋立工事を無事に終えることができ、計測管理の有効性を一段と確認した。今後多くの現場計測データが集積され、土質工学的判断が積み重ねられる一方、有限要素法等の試みにより定量的管理が可能になるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) Matsuo M. and K. Kawamura ; Diagan for Construction Control of Embankment on Soft Ground, Soils and Foundations, Vol. 17, No 3, 1977
- 2) 柴田・関口；盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文集、第 301 号、1980 年 9 月
- 3) 栗原・高橋；盛土基礎地盤の破壊予測に関する考察、第 14 回土質工学研究発表会、1979
- 4) 田原・小笠原他；軟弱地盤上における護岸の計測管理について、第 16 回土質工学研究発表会、1981
- 5) 田原・小笠原・大畑他；軟弱地盤の有限要素法解析と現場計測との比較、第 17 回土質工学研究発表会、1982
- 6) 柴田 徹；現場技術者のための現場計測工法、日刊工業新聞社、pp57～63, 1975
- 7) 吉国 洋；バーチャルドレーン工法の設計と施工管理、技報堂出版
- 8) 富永・橋本；側方変位の現地計測による盛土の施工管理について、土と基礎 Vol. 22, No 11, 1974
- 9) 軽部；第 20 回土質工学シンポジウム、1975