

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 27

NO. 4

DEC. 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第27巻 第4号 (Vol. 27, No. 4) 1988年12月 (Dec. 1988)

## 目 次 (CONTENTS)

1. The Allowable Ship Motions for Cargo Handling at Wharves  
..... Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI ... 3  
(港湾荷役における係岸船舶の許容動揺量.....上田 茂・白石 悟)
2. 広天端幅潜堤による波浪変形と護岸越波流量の低減効果  
..... 高山知司・池田直太 ... 63  
(Wave Transformation behind a Broad Submerged Breakwater and  
Effects of the Breakwater on Wave Over-topping  
..... Tomotsuka TAKAYAMA and Naota IKEDA)
3. 津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究  
..... 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司 ... 93  
(Study on Stability of Submerged Dike at the Opening Section  
of Tsunami Protection Breakwaters  
..... Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA and Keiji MIYAZAKI)
4. 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用  
..... 土田 孝・小野憲治 ...123  
(Evaluation of Differential Settlements with Numerical Simulation  
and Its Application to Airport Pavement Design  
..... Takashi TSUCHIDA and Kenji ONO)
5. 生石灰杭工法によって改良された地盤の特性  
..... 田中洋行・戸引 勲 ...201  
(Properties of Soils Treated by the Quick Lime Pile Method  
..... Hiroyuki TANAKA and Isao TOBIKI)

## 4. 数値シミュレーションによる不同沈下の予測と その空港舗装設計への適用

土田 孝\*・小野憲司\*\*

### 要 旨

軟弱地盤上に建設される空港舗装構造におよぼす不同沈下の影響を調べるために一連の調査と解析をおこなった。おもな結論は次の通りである。

- (1) 地盤定数のばらつきを考慮して不同沈下量を推定する不同沈下シミュレーションプログラムを改良し、新たに地盤定数の水平方向自己相関、三次元圧密の効果を考慮できるようにした。改良されたプログラム FUTO88 は、従来よりも密な距離間での不同沈下シミュレーションが可能であるので、不同沈下量を考慮した構造物の設計に用いることができる。
- (2) 不同沈下の事例を解析し水平方向の自己相関を調べた結果、沈下の水平方向の相関距離はほぼ50~300mであることがわかった。また、水平方向の地盤定数の相関距離は、沈下量の相関距離とほぼ一致していると考えられる。
- (3) O埠頭および東京国際空港沖合展開事業における広範囲な不同沈下動態観測の結果をまとめると、沈下量の凹凸の山と谷が生じる幅は平均80~200mであった。40m×40mの範囲で沈下観測点を設定し計測した結果によると2~40mの距離での細かな凹凸はみられず、全体になだらかに傾斜した沈下が生じている。このことと広範囲の動態観測結果での沈下の幅が80~200mであったことから、埋立地においては、短い距離間での不同沈下は発生しにくいことが確認された。
- (4) O埠頭および東京国際空港における不同沈下観測事例と FUTO88 によるシミュレーション結果を比較すると、シミュレーション結果は実測結果をよく説明している。したがって FUTO88 による不同沈下のシミュレーションは妥当な結果を与えると考えられる。
- (5) 事例解析および代表的な沖積地盤を対象にしたシミュレーション結果から、埋立地内や港湾構造物において不同沈下を予測するための簡便なチャートを作成した。このチャートを用いると、土質定数、層厚がばらついている地盤に造成した埋立地や港湾構造物における不同沈下量をおおよそ予測できる。
- (6) 空港舗装におよぼす不同沈下の影響は、不同沈下が舗装構造に与える破損、および舗装表面の勾配の変化に分けられる。舗装構造の破壊については、代表的な舗装断面について FEM 解析を行い、各舗装種別にクラックが生じる限界曲率半径を算定した。また、舗装表面の勾配の変化の許容値は各空港施設の使用性によって規定される。FUTO88 によるシミュレーション結果にこれらの基準を適用すれば、舗装終了後に発生する不同沈下によって将来必要となる補修の程度が推定できる。さらに、推定される補修頻度について舗装構造ごとのライフコストを算定して比較するならば、不同沈下が生じる地盤での合理的な舗装構造の選定が可能である。

キーワード : 圧密, 沈下, 不均一性, 軟弱地盤, 空港, 舗装

\* 土質部 主任研究官 (海洋土質担当)

\*\* 前第二港湾建設局横浜調査設計事務所建設専門官 (現英国ロンドン大学インペリアルカレッジ留学中)

## 4 . Evaluation of Differential Settlements with Numerical Simulation and Its Application to Airport Pavement Design

Takashi TSUCHIDA\*

Kenji ONO\*\*

### Synopsis

The evaluation of the differential settlements due to the variability of the subsoil properties, is important problem to construct the airport facilities on the soft ground. In the present study, a numerical method to evaluate the differential settlements is newly developed. The results of the study is summarized as follows:

- 1) FUTO 88, the new computer program to evaluate the differential settlements in the reclaimed land, is developed. In FUTO88, the probabilistic models of the soil properties, including the horizontal correlation of soil properties, is used. The effect of the three-dimensional distribution of the settlement of the deep layer is also taken into consideration.
- 2) The extensive settlements observations were carried out in Offshore Development Project of Tokyo International Airport. The results of the numerical simulation with FUTO88 agreed favorably with the statistic properties of the observed settlements.
- 3) Based on the calculation with FUTO88, the practical chart to evaluate the differential settlements in the typical reclaimed land is proposed.
- 4) The damages of airport pavements due to the future differential settlements can be predicted with FUTO88.

**Key Words:** consolidation, settlement, heterogeneity, soft ground, airport, pavement

---

\* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

\*\* Senior Engineer, Office of Investigation and Design, Second Port Construction Bureau, Ministry of Transport

## 目 次

要 旨	123
1. ま え が き	127
2. 新しいシミュレーションプログラムによる不同沈下の推定法	127
2.1 奥村・土田のシミュレーションプログラムの基本的な考え方と問題点	127
2.2 地盤の水平方向相関性の導入	129
2.3 三次元圧密によるメッシュ間の相互作用の影響	135
2.4 FUTO 88 による計算例	137
3. 事 例 解 析	143
3.1 沈下量の水平方向自己相関に関する検討	143
3.2 O埠頭の不同沈下の統計的性質とシミュレーション結果	147
3.3 東京国際空港の事例	154
3.4 高密度の不同沈下観測事例	170
3.5 事例調査とその解析についてのまとめ	175
4. 不同沈下の簡便な推定法の提案	176
4.1 代表的なモデル地盤におけるシミュレーション結果	176
4.2 不同沈下の簡便な推定法	179
4.3 実態調査結果との対応	183
5. 空港舗装構造設計への適用	184
5.1 空港舗装における不同沈下の問題	184
5.2 舗装版の耐力と不同沈下の影響	185
5.3 空港の機能を維持するために必要な基準勾配と不同沈下の影響	192
5.4 不同沈下のシミュレーションによる空港舗装要補修率の推定	193
5.5 軟弱地盤上の空港舗装における信頼性設計手法の導入	195
6. 結 論	199
7. あ と が き	199
参 考 文 献	200

## 1. まえがき

軟弱地盤上に構造物を建設する場合には、地盤の強度だけでなく、変形、特に将来発生する沈下量を十分に考慮する必要がある。地盤全体の絶対沈下量については、通常の設計体系の中で取り入れられているが、一方で建設後の不同沈下が生じて構造物の機能を損ねる場合がしばしば報告されている。これらの不同沈下の原因としては次のようなことが考えられる。

- ① 基礎の形式の違いのため、地盤と構造物に作用する荷重条件が異なり沈下量の差となって表れる。このような不同沈下は、くいで支持された建物と原地盤あるいはべた基礎の部分との間でしばしばみられるものである。
- ② サンドドレーンなどで地盤改良した部分と無処理地盤が隣接している場合に、両者の残留沈下量の差によって不同沈下が生じる。
- ③ 広範囲の埋立などを行なう場合、一般に沈下量の予測は、いくつかの限られた地点で実施するにすぎない。しかし、地盤の土質条件が不均一である場合は、それらを反映して埋立後の地盤の沈下量が異なってくるため不同沈下が生ずる。

これらの中で①と②の場合は、設計の段階である程度定量的に予測可能なものである。①、②のタイプの不同沈下は、すでに多くの事例が報告されており、最近では設計の段階で予測と対策を講じることが一般的に行われるようになってきた。しかし、③のタイプの地盤の不均一性に起因する不同沈下については、まだ十分な予測手法が確立されていない。もちろん、対象となる地盤内で綿密に土質調査を実施し、それぞれについて沈下解析を行うならば、ある程度の予測は可能になる。しかし、これらの調査解析に要する費用は膨大なものになると考えられ、また土質の調査・試験に不可避免的に含まれる誤差等を考えると、あまり現実的な解決策とはいえないであろう。したがって、通常調査される程度（もっとも密な場合で50~100m 間隔）の土質データから、将来生じうる不同沈下を定量的に予測する手法が強く望まれることになる。

さて、ここで示した③のタイプの不同沈下が問題となる代表的な例が、軟弱地盤上に建設される空港である。

近年、我が国の国際化の進展とそれともなう航空輸送の急激な伸びに対応して、各地で空港の新增プロジェクトが進行しつつある。人口が集中する都市圏では騒音公害を防止するため空港は海岸や海上に建設される傾

向がある。東京国際空港の沖合展開プロジェクトと関西国際空港は、海上の軟弱地盤上を埋め立てて海に進出することによって大都市の騒音を避けている代表的な事例である。

空港の中心施設である滑走路・エプロン・誘導路は、航空機の安全な離発着のために平面の形状、特にその傾斜等に厳しい制限が設けられている。さらに、空港の安定した運用のためには、舗装構造の破損や形状の補修は最小限にとどめる必要がある。したがって、空港施設はほとんど沈下が生じない地盤に建設されることを前提としてきた。しかし、海上の軟弱な地盤を埋立てて空港を建設する場合は、ある程度の残留沈下を許容せざるを得ない場合が多い。このような場合に空港内の地盤に発生する不同沈下の量について十分に考慮した設計が要求される。むしろこれらの不同沈下を防止するには、軟弱な地盤をあらかじめすべて改良し残留沈下をゼロにしてしまう方法もある。しかし、沈下する粘土層厚が大きい場合、この選択は建設に要する費用と時間を大幅に増加させるために非常に困難である。

本報告は、このような問題を主に対象と考え、埋立て地盤の不同沈下を定量的に推定するとともに、沈下する地盤上の空港舗装構造の設計に信頼性設計の考え方を導入することを試みたものである。なおここで述べる不同沈下推定のための手法は、すでに奥村・土田によって報告したものをさらに発展させたものである。

## 2. 新しいシミュレーションプログラムによる不同沈下の推定法

### 2.1 奥村・土田のシミュレーションプログラムの基本的な考え方と問題点

奥村・土田は港湾地域における不同沈下の実態調査結果をもとに不同沈下が確率的に取り扱おうとし、モンテカルロシミュレーションを用いた不同沈下予測プログラムを開発した<sup>1)</sup>。一般には沈下は圧密あるいはせん断によって生じるが、奥村・土田のプログラムが対象としているのは軟弱な地盤の層厚が比較的大きく、表面の形状がなだらかな場合で圧密沈下が支配的な場合である。したがって、せん断による沈下は無視しうるものとしている。

奥村・土田によるプログラムでは地盤の不均一性を確率モデルによって表すことが基本となっている。不均一地盤をモデル化するためには、地盤の空間的な確率モデルを考える必要がある。圧密現象を支配する定数としては次のものを用いる。

体積圧縮係数  $m_v$

圧密係数  $c_v$   
 圧縮指数  $C_c$   
 圧密降伏圧力  $p_y$

これらの定数は統計的な性質を調べることによってほぼ正規分布または対数正規分布することが明らかになっており、計算においては確率変数として与えられる。このほか軟弱層の厚さも確率変数と考えられるが、前回の報告では軟弱層厚が均一で事前の調査によってそれぞれの位置で把握できる場合を考え、計算の中では確定値として与えている。

シミュレーションを行うにはまず海底地盤を 図-1 のように平面的なメッシュに分割し、それぞれのメッシュで独立に（隣あったメッシュとは無関係に）沈下が生じると仮定してメッシュ中心点での沈下を一次元圧密理論によって計算する。また、地盤の深度方向の不均一性を考慮するため、地盤は図のように鉛直方向にも分割される。これら水平方向および鉛直方向のメッシュの大きさは海底地盤の土質諸定数が変化するサイズによって決められるが、これは定数の自己相関性を調べることによって明らかになる。地盤の自己相関性とは、どの程度の範囲の地盤を確率的に同一な地盤とみなしうるかという目安となるものである。通常は深さ方向に 4~5 m、水平方向に 50~100m 程度の相関があるとされており、これ

らの値を基準にして地盤を分割する。

このようにして分割された各ブロックの土質定数は、それぞれある確率モデルに従う確率変数としてランダムに割り付けられ、ブロック内の土質定数は均一である。すなわち、本プログラムでは同一種類の地盤であるということは、ブロックの土質定数が同じ確率分布に属することを意味し、同一種類の地盤でもブロックごとに異なった土質定数を持つ。また、モンテカルロシミュレーションであるため何度も計算を繰り返すが各回数ごとに同一ブロックでも土質定数は異なってくる。

沈下量の計算は次のような仮定で行っている。

- ①一次元圧密方程式を用い、圧密沈下は各平面メッシュごとに独立に沈下するものとして計算する。
- ②沈下量は載荷重ごとの沈下量の重ね合せで求める。
- ③ある荷重に対する最終沈下量の計算は  $m_v$  または  $c_r$  を用いる。
- ④各平面メッシュごとに深さ方向に多層地盤となるが圧密度の計算には換算層厚法を用いる。
- ⑤地中応力の計算には地盤を弾性体としてブネスキの式を用いる。

以上のような方法によりある大規模な埋立地の沈下のばらつきを計算し、実測沈下量のばらつきとほぼ一致するシミュレーション結果を得ている。

前回の報告では、大規模な埋立地の沈下量のばらつきを解析し、一応良好な結果を得たとしているが、これらは広い範囲のマクロな沈下量のばらつきを予測するものであり、必ずしも設計に必要な不同沈下量に結びつかなかった。たとえば、前回の報告で用いた 100~200m という大きなメッシュでは埋立地内のおおよその沈下のばらつきを推定することはできるが、埋立地内に建設される構造物の設計のためには、より小さい間隔での不同沈下量あるいは地盤表面の曲率などが問題になる場合が多い。すなわち、前回のシミュレーションプログラムでは埋立地全体を大きなメッシュに分割してそれぞれの沈下のばらつきを調べるといった「マクロの」不同沈下を計算できるが、ある限定した範囲で構造物の設計に必要な「ミクロの」不同沈下はそのままでは計算できないという欠点があった。

前回のプログラムで、平面メッシュの寸法を100~200 mとしたのは、それ以上に小さなメッシュではメッシュごとの沈下の独立性という仮定が成立しないためであった。不同沈下を求めたい2点間の距離が短くなると地盤定数の相関性および三次元圧密の影響の2つについて新たに考慮が必要になる。

地盤内の土質定数は確率的に分布するが、地盤の水平

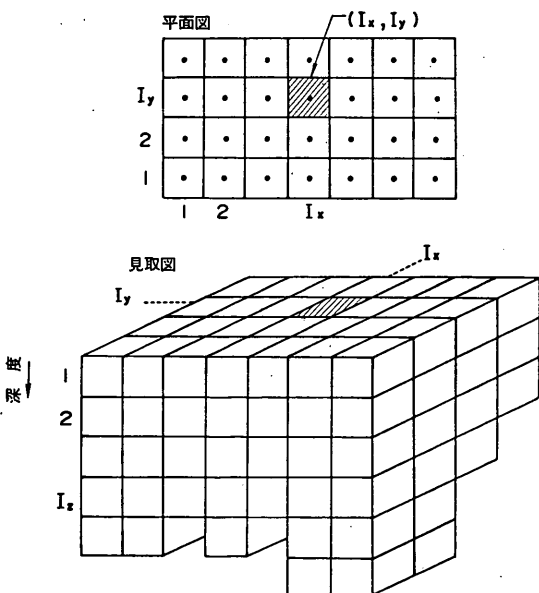


図-1 海底地盤の分割

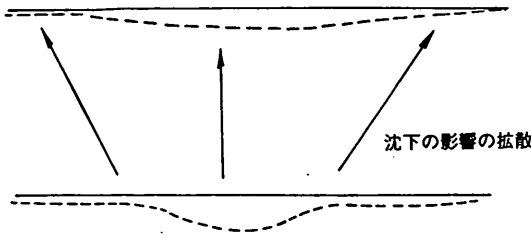


図-2 深い層の沈下と地表面の沈下の関係

距離が小さくなるにつれてそれぞれ独立して分布するとは考えにくくなる。すなわち、地盤の自己相関性が大きくなり、前回のようにそれぞれに統計的に独立した確率変数を与えることが適切でなくなる。前回のプログラムで地盤の水平方向の自己相関性を調べ、その大きさに基づいて平面メッシュのサイズを決定したのは、それぞれのメッシュにおける土質定数の統計的な独立性を確保するためであったが、このためにはメッシュのサイズがどうしても 100~200m といった大きいものにならざるをえないのである。

また、不同沈下を求めたい2点間の距離が短くなると各平面メッシュごとに独立して一次元圧密するという仮定も成り立ちにくくなり、隣接したメッシュ間の相互作用も考慮する必要が出てくる。

前回のシミュレーションでは各平面メッシュごとに深さ方向に異なる土質定数をもつ多層地盤とし、沈下が独立に生じるとしていた。しかし、短い距離間の不同沈下を計算するためにメッシュを小さくするとこの仮定が成立しにくくなることは明らかである。たとえば、図-2はある層で沈下が起こったときに地表面の沈下形状を模式的に示したものである。深い層での沈下は地表面の沈下としてそのまま表れず上層での土層の効果によって分散して地表面に表れる。言い替えると土質定数の違いによる沈下量のばらつきは一次元圧密ではなく実際には三次元圧密として解析しなければならないということである。図-2からも推定できるように、このような多次元圧密の効果によって隣り合った土層どうしの相関性が高まり不同沈下量は減少する。また、この効果によって表層に近い層の沈下は深い層の沈下よりも不同沈下量により大きく影響するといえる。メッシュが大きい「マクロ」の不同沈下の場合にはこれらの効果は小さいが、メッシュのサイズが深度に比べて小さくなるとともにその影響は大きくなると予想される。

今回は、以上のような問題点を解決し、実用的な短い

距離間の不同沈下量を求めることができるようにするために前回のプログラムの改良を行い、新たに不同沈下シミュレーションプログラム FUTO88 を開発した。

## 2.2 地盤の水平方向相関性の導入

### (1) 相関性を持つ乱数の割付方法

地盤内の土質特性は深さ方向にもまた水平方向にもほぼ連続的に変化していると考えられる。不同沈下は平面的な沈下量の違いであり、地盤の水平方向の相関性の問題は特に重要である。むしろ、土質定数の空間的な分布をモデル化するには深さ方向の相関性も重要であるが、土質調査がボーリング孔を利用して深さ方向にはほぼ連続的に行われるため、深さ方向の相関性は比較的容易に調べることができる。これに対し水平方向の相関性を調べるには、平面的に密な土質データを必要とする。一般に土質試験をとまうボーリングはもっとも密な場合でも 50m 程度であり、これらのデータから水平方向の相関性を調べるのは容易でない。

図-3 は  $m_0$ ,  $c_v$  の水平方向自己相関を調べた例であるが、50m でほとんど相関が無いという結果になっている。しかし、圧密に関する定数に含まれる試験上の誤差等を考慮すると、図-3 は自己相関を調べるにはややデータが不足しているといえる。また、海底地盤では水平方向の自己相関が数 100m にもおよぶという意見もある<sup>2)</sup>。図-4 は海底地盤のコーン貫入抵抗の自己相関を調べた例であるが<sup>3)</sup>、比較的是っきりと自己相関性があらわれている。自己相関を表わすモデルとしてはいくつか提案されているが、

$$\tau = \exp[-(r^2/b^2)] \quad (1)$$

がよく用いられている。ここに  $\tau$  は自己相関係数、 $r$  は距離である。また、 $b$  は相関距離と呼ばれる自己相関性の強さを表わすパラメータで、 $b$  が大きいほど広い範囲において相関が強いことになる。図-4 は (1) 式のモデルによく適合するが、この場合の相関距離を求めると約 50m になる。

ある2点間の不同沈下を考える場合、相関性があると不同沈下のばらつきは小さくなる。ここに A, B 2点間の沈下量を  $s_A, s_B$  とし、それぞれの平均を  $\mu_A, \mu_B$ 、分散を  $\sigma_A^2, \sigma_B^2$ 、2点間の相関係数を  $\tau_{AB}$  とすると、2点間の沈下量の差の平均値  $E(s_A - s_B)$  および分散  $Var(s_A - s_B)$  は次のようになる。

$$E(s_A - s_B) = \mu_A - \mu_B \quad (2)$$

$$Var(s_A - s_B) = \sigma_A^2 + \sigma_B^2 - \tau_{AB} \cdot \sigma_A \cdot \sigma_B \quad (3)$$

上式で  $s_A, s_B$  が相関が無く独立な場合は  $\tau_{AB} = 0$  で



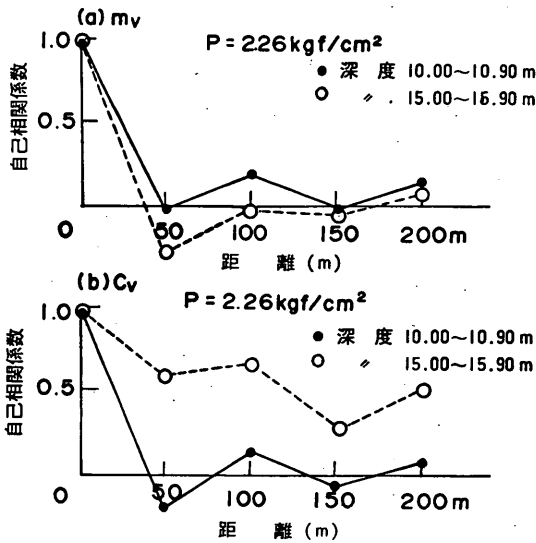
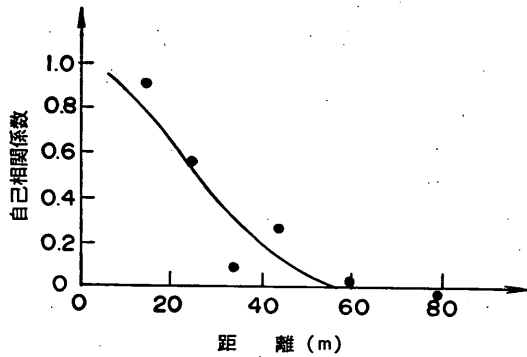
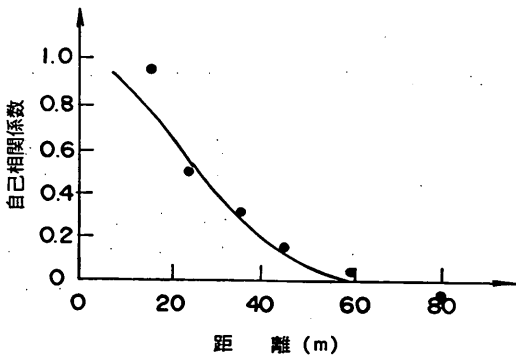


図-3  $m_v$  と  $c_v$  の水平方向自己相関<sup>1)</sup>



(a) 深さ 3m.



(b) 深さ 3.6m

図-4 コーン貫入抵抗値の水平方向自己相関<sup>9)</sup>

あり、相関が大きくなるとともに  $s_A-s_B$  の分散は小さくなる。不同沈下を問題とする2点の距離が短くなると土質定数の相関も大きく沈下量の相関性も大きくなるので2点の沈下量の差のばらつきも小さくなる。

さて、相関をもった各点にランダムに土質定数を割り付ける方法を考える。たとえば、図-5において、相関距離を50mとし、100m離れた2点 A, B について考えると、A, B間の距離が十分離れているので、土質定数はそれぞれ独立である。このような場合は、従来のシミュレーションプログラムのように A, B にそれぞれある確率分布に従う土質定数を割り付ければよい。次に、短い距離間の不同沈下を求めるために20mごとに分割しそれぞれ C, D, E, F とする。たとえば、C点の土質定数のばらつきについては次のようになる。まず平均値  $\mu_C$  は A, B間の平均値を内挿することにより

$$\mu_C = 0.8 \cdot \mu_A + 0.2 \cdot \mu_B \quad (4)$$

となる。

一方、分散は、C点の土質定数が周辺のA, B, D, E, F点にそれぞれ相関をもっているため、(3)式から直接求めることはできない。相関は近い点どうしほど大きく遠い点どうしほど小さくなる。このように複数の確率変数が相互に相関をもっている場合、モンテカルロ法でこれらの変数の組をランダムに発生させるには、次のような手順を用いるとよいとされている<sup>9)</sup>。

まず、互いに相関をもつ  $n$  個の正規確率変数 (求めようとする変数) を  $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$  とし、それぞれの平均値は  $\mu_k$  で与えられているとする。このとき、 $X_i$  と  $X_j$  の相互の共分散  $cov[X_i, X_j]$  ( $i=1,2,\dots,n, j=1,2,\dots,n$ ) は次式で定義される。

$$cov[X_i, X_j] = E((X_i - \mu_i)(X_j - \mu_j)) \quad (5)$$

また、 $X_i$  点と  $X_j$  点との相関係数  $\rho_{X_i X_j}$  は  $cov[X_i,$

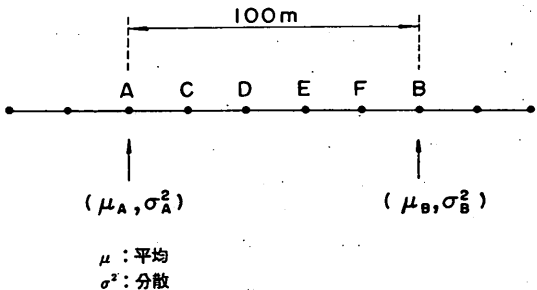


図-5 相互に関係を持つランダム変数の割り付け

$X_j]$  を用いて次式で定義される。

$$\rho_{x_i x_j} = \frac{\text{cov}[X_i, X_j]}{\sqrt{\text{Var}[X_i] \cdot \text{Var}[X_j]}} \quad (6)$$

(6)式は

$$\text{cov}[X_i, X_j] = \rho_{x_i x_j} \cdot \text{Var}[X_i] \cdot \text{Var}[X_j] \quad (7)$$

とも表わすことができるが、(7)式より各変数の分散と相互の相関係数から共分散が求められることがわかる。

分散  $\text{cov}[X_i, X_j]$  を要素とする共分散マトリックス  $C_x$  を次式で定義する。

$$C_x = \begin{pmatrix} \text{Var}[X_1] & \cdots & \cdots & \text{cov}[X_1, X_n] \\ \text{cov}[X_2, X_1] & \cdots & \cdots & \text{cov}[X_2, X_n] \\ \cdot & & \cdot & \\ \cdot & & \cdot & \\ \text{cov}[X_n, X_1] & \cdots & \cdots & \text{Var}[X_n] \end{pmatrix} \quad (8)$$

$C_x$  は次のような三角行列  $C$  の積に分解することができる (LU分解)。

$$C_x = \begin{pmatrix} c_{11} & & & \\ c_{21} & c_{22} & & 0 \\ \cdot & & \cdot & \\ \cdot & & \cdot & \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdots & c_{nn} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} c_{11} & c_{21} & c_{n1} & \\ & c_{22} & c_{n2} & \\ & & 0 & \cdot \\ & & & c_{nn} \end{pmatrix}$$

すなわち

$$C_x = C \cdot C_T \quad (9)$$

行列  $C_x$  は正値対称行列なので、この分解にはコレスキー分解の方法を用いることができ、通常は数値計算ライブラリーとして用意されている。

平均値が0で分散が1である、互に独立な  $n$  個の正規確率変数をつくりこれを  $\{a_1, a_2, \dots, a_n\}$  とすると、求めようとする  $n$  個の正規確率変数のサンプル  $X$  の平均値を除いた変動成分  $\delta X = \{\delta x_1, \delta x_2, \dots, \delta x_n\}$  は式(9)の  $C$  を用いて

$$\delta X = C \cdot a \quad (10)$$

すなわち

$$\begin{pmatrix} \delta x_1 \\ \delta x_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta x_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & & & 0 \\ c_{21} & c_{22} & & \\ \cdot & \cdot & \cdot & \\ \cdot & \cdot & \cdot & \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdot & c_{nn} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{pmatrix} \quad (11)$$

として求めることができる。

(11)式によって  $X$  の変動成分が求められたので、これにさらに平均値を加えることによって、 $X$  の各要素の値が割り当てられる。すなわち、

$$\begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ x_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta x_1 \\ \delta x_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta x_n \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mu_1 \\ \mu_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \mu_n \end{pmatrix} \quad (12)$$

となる。

以上のような手順で、相互に相関を有する確率変数の組をランダムに発生させることができるのである。

一例として、ある平面メッシュについて圧縮指数  $C_c$  を割り付ける場合を考えよう。まず、すべてのメッシュにおいて  $C_c$  の平均、標準偏差がそれぞれ  $\mu_{cc}, \sigma_{cc}$  で一定であるとする。 $n$  個のメッシュの中で任意の2つのメッシュの中心点  $I, J$  間の距離を  $r_{ij}$  とすると、2点における土質定数の相関係数は(1)式を用いるならば

$$\tau_{ij} = \exp(-r_{ij}^2/b^2) \quad (13)$$

と表される。

この2つのメッシュの中心点間の共分散  $\text{cov}(i, j)$  は各メッシュの標準偏差が  $\sigma_{cc}$  であるので(7)式より

$$\text{cov}(i, j) = \sigma_{cc}^2 \cdot \tau_{ij} \quad (14)$$

となり、共分散マトリックス  $C_x$  は

$$C_x = \begin{pmatrix} \sigma^2 & \sigma^2 \cdot \tau_{21} & \cdots & \sigma^2 \cdot \tau_{n1} \\ \sigma^2 \cdot \tau_{12} & \sigma^2 & \cdots & \sigma^2 \cdot \tau_{n2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \sigma^2 \cdot \tau_{n1} & \sigma^2 \cdot \tau_{n2} & \cdots & \sigma^2 \end{pmatrix} = \sigma^2 \cdot C' \quad (15)$$

と求められる。ここに

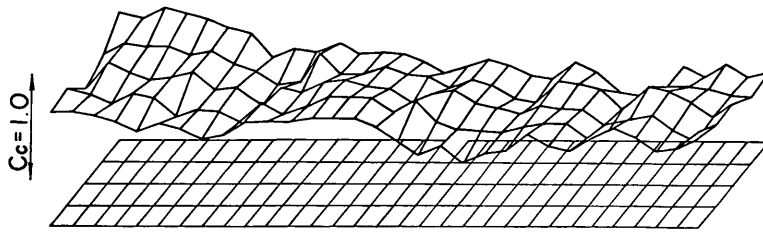


図-6 平面メッシュと  $C_c$  のばらつき

$$C' = \begin{pmatrix} 1 & r_{21} & \cdots & r_{n1} \\ r_{12} & 1 & & r_{n2} \\ \cdot & & & \cdot \\ \cdot & & & \cdot \\ r_{n1} & r_{n2} & \cdots & 1 \end{pmatrix} \quad (16)$$

であり、 $C'$  を (9)式のように LU 分解した行列を  $C^*$  とすると、それぞれのメッシュの土質定数は

$$X = \mu_{cc} + \sigma_{cc} \cdot C^* \cdot a \quad (17)$$

によって求められる。ここに  $a$  は平均値が 0 で分散 1 である  $n$  個の独立正規乱数である。

(7)式によって幅 20m の平面メッシュごとの  $C_c$  のばらつきを求めた例を 図-6 に示す。ここでは  $b=100m$ 、 $C_c$  の平均値、標準偏差はそれぞれ 1.0, 0.2 としている。

(2) 深度方向の相関性の検討

ここまでは水平方向の相関性についてのみ考慮したが土質定数の相関性は深さ方向にも当然存在する。この場合には深さ方向のメッシュを含めた全体について共分散マトリックス  $C_x$  を作成すればよいことになる。しかし、両者の相関を同時に考慮すると土質定数の割り付けに要する計算時間が膨大となる。たとえば  $400m \times 400m$  の範囲を 20m のメッシュで分割した場合、平面的には  $20 \times 20 = 400$  メッシュになるが、さらに深さ方向に 5 つの層に分けるならばメッシュ数は 2000 となり共分散マトリックスは  $2000 \times 2000$  になる。このような行列の LU 分解は大きな計算時間を要するので、本プログラムでは深さ方向には一定の深さで区切りそれぞれ独立に土質定数を割り付けることにした。

前回の報告では圧密に関する諸定数の深さ方向への自己相関性を調べている<sup>1)</sup>。図-7 はその一例であるが、これらより 4~5m 程度までは相関がみられたとしている。一方、松尾<sup>2)</sup>によると、粘土地盤の一軸圧縮強度に関する深さ方向の自己相関性は 1.0~1.5m までしか見られな

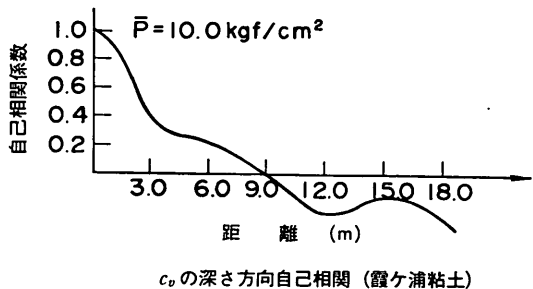
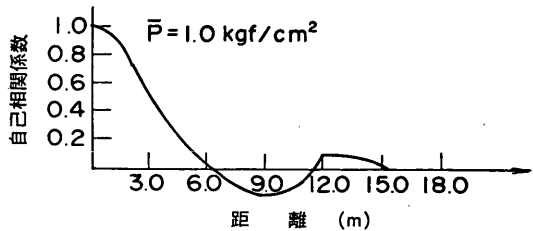
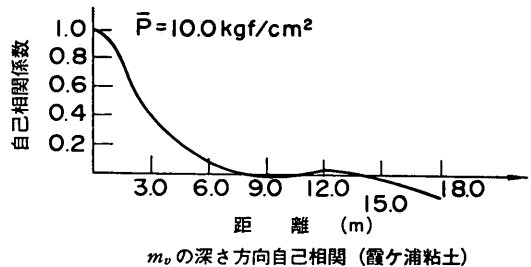
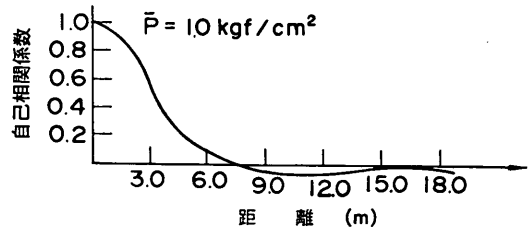


図-7 圧密に関する諸定数の深さ方向への自己相関

いとされている。自己相関性を調べるには鉛直方向に連続的にデータが得られるコーン貫入試験が最適であると考え、今回は、2カ所の港湾で実施された3成分コーン貫入試験の結果を用いて深さ方向の自己相関性を検討した。3成分コーン貫入試験は、通常のコーン貫入抵抗と周面摩擦の他に間隙水圧を連続的に測定するものであり、深度10cmごとにデジタル化されている。

図-8は大阪湾泉南沖で実施された3成分コーンの結果であり、図-9は四日市港で実施された3成分コーンの結果である。図-8、図-9をみると、深度と貫入抵抗、発生間隙水圧とも深度に対して直線的に増加しており、1m以上の周期の変動は見られず変動の周期は数10cm程度である。貫入抵抗と間隙水圧の自己相関係数を図-10に示すが、コーン貫入抵抗および発生間隙水圧のいずれについても、深さ方向の相関が40~50cmまでしか認められない。

このように、3成分コーンの結果によって求められる深さ方向の相関距離は前回の報告で用いた4mよりかなり小さくなった。しかしながら、仮に相関距離が40cmであるとして地盤を深さ方向に40cmで細かく分割するならば、このことは地盤全体の平均的性質をきわめて均一にする効果となる。すなわち、地表面の沈下は深さ方向の各ブロックの和であるので、深さ方向に細かく分けられるほど大数の法則によってその和のばらつきは小さくなるのである。

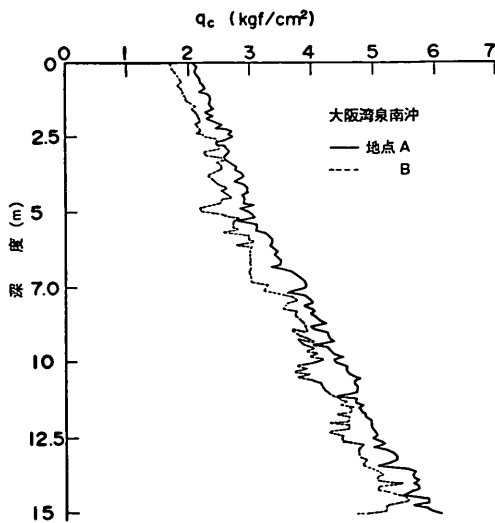


図-8 3成分コーン試験結果 (大阪湾泉南沖)

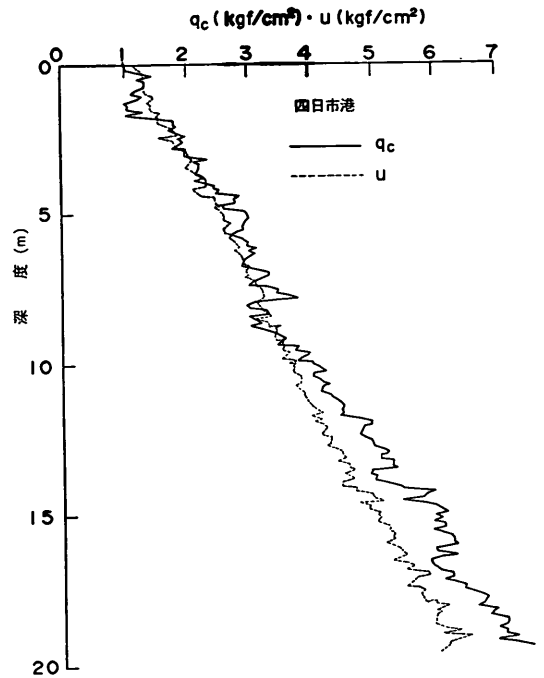


図-9 3成分コーン試験結果 (四日市港)

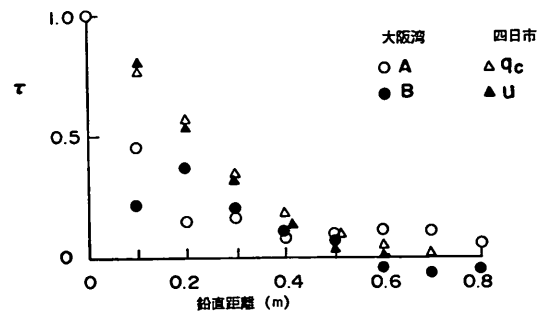


図-10  $q_c$  と間隙水圧の深さ方向自己相関係数

さて、通常のコーン貫入試験では貫入ストロークが1mであるので、1mごとに停止と貫入が繰り返されることになる。図-10の自己相関特性はむしろこのような試験技術の影響を反映している可能性もある。3成分コーン貫入試験のデータから求めた深さ方向の相関距離を用いると、結果として地盤の諸定数のばらつきの影響を非常に小さいものにしてしまうので、今後の解析においては前回の報告の検討結果にしたがって深さ方向には4mの深度で分割することとした。深さ方向についての地盤の諸定数の自己相関性については、今後さらに検討を重

ねる必要があると考えられる。

(3) 用いた土質定数と沈下量の計算法

本プログラムでは圧密による最終沈下量（各載荷荷重による圧密度100%での沈下量）の計算に  $e-\log p$  曲線法を用いている。沈下量  $s$  は、圧縮指数  $C_c$ 、圧密係数  $c_v$ 、初期間隙比  $e_0$ 、圧密降伏圧力  $p_v$ 、粘土層厚  $H$  より次式で計算される。

$$s = H \cdot \Delta e / (1 + e_0) \cdot U \quad (18)$$

ここに  $\Delta e$  は間隙比の変化で  $C_c, p_v, e_0$  によって決まる  $e-\log p$  曲線と載荷荷重によって求められる。また、 $U$  は圧密度であり  $c_v$  と層厚、事前の沈下量によって計算される。

計算に用いられる  $e-\log p$  曲線は、図-11(a) で示すように圧密圧力  $p$  の常用対数  $\log p$  に関する直線と二次関数として近似した。近似式は、載荷重  $p$  と圧密降伏圧力  $p_v$  との関係によって次式で表される<sup>1)</sup>（ただし、 $C_c > 0.15$  とする）。

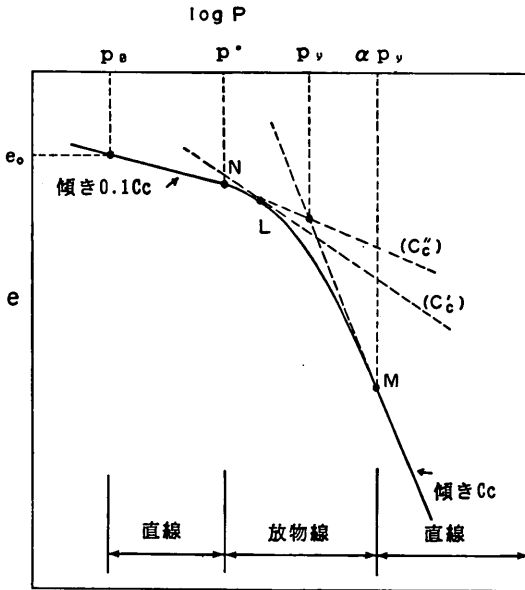


図-11(a)  $e-\log p$  曲線の二次関数による近似

①  $p < p^*$  のとき

$$e = e_0 - 0.1 C_c \cdot \log(p/p_0)$$

②  $p^* < p < \alpha \cdot p_v$

$$e = A(\log p)^2 + B(\log p) + C$$

③  $\alpha \cdot p_v \leq p$

(19)

$$e = -C_c \cdot \log p + C - A \cdot (\log p_v)^2$$

ここに

$$A = \frac{C_c (C_c' - C_c)}{2 (\log \alpha) (2 C_c - C_c')}$$

$$B = -C_c - 2A (\log(\alpha \cdot p_v))$$

$$C = e_0 - (0.1 C_c + B) (\log p^*) - A (\log p^*)^2 + 0.1 C_c (\log p_0)$$

$$C_c' = 0.1 + 0.25 C_c$$

$$C_c'' = 0.5 C_c'$$

$$p^* = 10^{\frac{-(0.1 C_c + B)}{2A}}$$

$$p_0 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$$

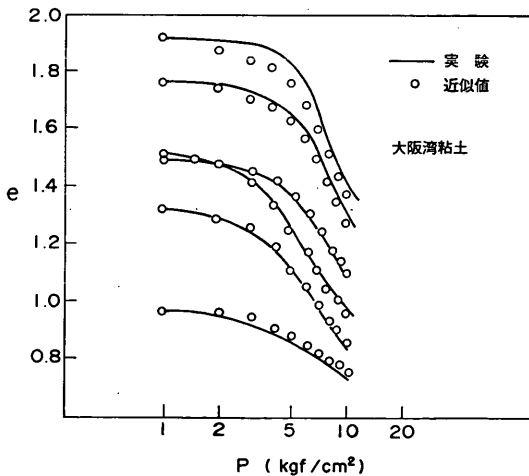


図-11(b) 近似式をあてはめた例<sup>1)</sup> ( $\alpha = 1.5$ )

ここに  $\alpha$  は実験定数であり、図-11(b) に示すように海成粘土については 1.5 とするとよく近似できる。

わが国の港湾地域の粘土の土質諸定数を統計的に解析した結果によると、沈下量の計算に必要な定数のうち、 $e_0, p_v, C_c$  については一般に正規分布すると仮定でき、圧密係数  $c_v$  は対数正規分布によく適合するとされている。また、これらの定数は互いに相関が無く確率的に独立であるとした。

一例として図-12 は平面的に  $40 \times 6$  のモデル地盤に  $p_v, c_v$  を割り付けた場合の土質定数の分布を示した。ここでは各メッシュ中心間の距離を 20m、水平方向相関距離を 100m としている。なお、 $p_v$  は正規分布、 $c_v$  は対数正規分布であるとした。

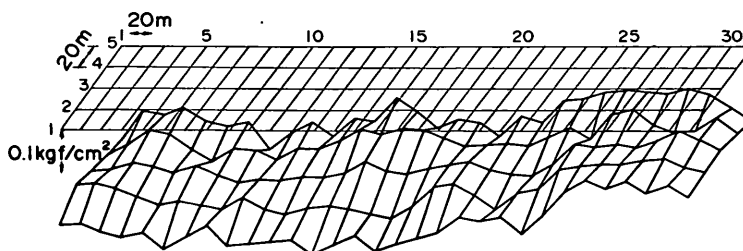


図-12(a)  $p_v$  を割り付けた例

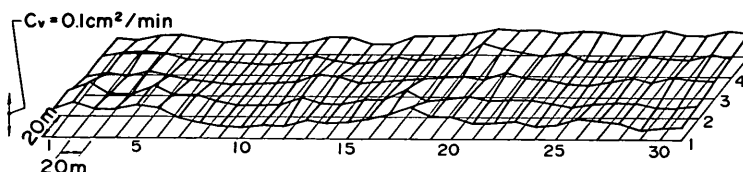


図-12(b)  $c_v$  を割り付けた例

### 2.3 三次元圧密によるメッシュ間の相互作用の影響

不同沈下が生じるような水平方向および深さ方向に不均一な力学特性をもつ地盤の圧密中の挙動は、本来三次元圧密の問題である。これらを厳密に解析するためにはFEM等の数値的手法を用いなければならない。しかし、一般に三次元圧密の計算を行うためには非常に大きな計算時間が必要となるとともに、粘土の力学的な構成式がまだ十分に確立されていない現状では必ずしも解析結果が計算に要する労力に相当するほどの十分な精度をもつことは期待できないと考えられる。一方、今回のシミュレーションプログラムのようにモンテカルロ法を用いる場合は同一の計算を何度も繰り返す必要があるため、一回ごとの計算時間をできるだけ減少させなければシミュレーション手法としての実用性を失ってしまうことになる。そこで、ここではより簡便に三次元圧密によるメッシュ間の沈下量の相互作用を考慮する方法について検討した。

まず図-13において距離 $B$ 間ごとの地点の沈下量の差(不同沈下量)を考えよう。A地点で深度 $D$ 、幅 $B$ の層が $s^*$ だけ沈下したときのその直上の地表面の幅 $B$ の部分における平均沈下を $s_0$ として次式のような係数を定義する。

$$I_0 = s_0 / s^*$$

ここに $I_0$ は深度 $D$ で幅 $B$ の層の沈下が表面の幅 $B$ の層の沈下として表われる割合を示すもので、ここでは

沈下の影響係数と呼ぶことにする。A点のとなりのB点、C点についてもそれぞれ沈下 $s_1, s_2$ が生じるので同様にして次の $I_1, I_2$ を定義する。

$$I_1 = s_1 / s^*$$

$$I_2 = s_2 / s^*$$

沈下の計算において、それぞれのメッシュごとに一次的に沈下が生じると仮定するかわりに、それぞれの深さの各層ごとに計算した沈下に上記で定義した影響係数を乗じて地表面の沈下を計算するならば、近似的に圧密沈下時のメッシュ間の相互作用を考慮したことになる。

沈下の影響係数 $I_0, I_1, I_2, \dots$ を計算するため図-14のようなモデル地盤を平面ひずみ条件、軸対称条件のそれぞれについて想定し、FEM弾性解析を行った。

図のように沈下の生じるメッシュを1つ指定して $S$ とし、このメッシュのみ圧縮性を他のメッシュよりも大き

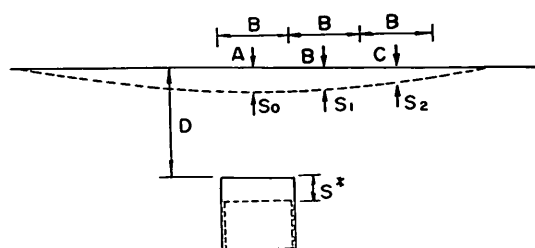


図-13 沈下に関する影響係数の定義

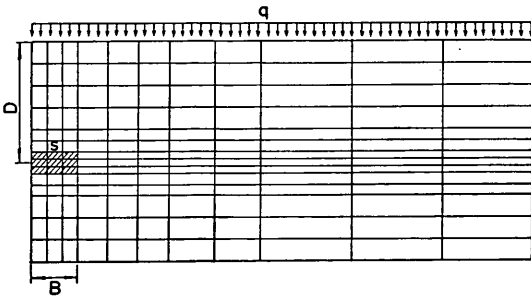


図-14 FEM 解析のモデル地盤

くする。地盤の表面に一樣な荷重を加えるとメッシュ S の存在によって表面に不同沈下が生じるので S の沈下と表面の沈下の関係を調べることにし沈下に関する影響係数  $I_i$  を計算することができる。なお、粘土地盤の骨格は弾性体と仮定し、地盤の体積圧縮係数  $K$  を  $250\text{tf/m}^2$ ,  $500\text{tf/m}^2$ , ポアソン比を 0.33 とし、沈下層 S の体積圧縮係数  $K_s$  は  $K_s = K \times 0.8$  として与えている。なお、解析に用いた FEM プログラムは港湾技術研究所で開発した地盤解析汎用プログラムである。

図-15 (a), (b) は、平面ひずみ条件、軸対称応力条件のそれぞれについて沈下の影響係数  $I_i$  と深さ  $D$ 、メッシュ幅  $B$  の比  $D/B$  の関係を示したものである。図のように、解析に用いた弾性係数やポアソン比の違いによって若干の違いはあるものの、 $I_i$  は平面ひずみ条件、軸対称応力条件のそれぞれの場合について、深さとメッシュ幅の比  $D/B$  によってほぼ一意的に表すことができる。沈下の影響は水平距離が大きくなるとともに当然小さくなり、したがって影響係数も  $I_0, I_1, I_2, I_3$  の順に小さくなるが、不同沈下の問題では通常  $D/B$  が 5 以下であるので、実用的には平面ひずみの場合  $I_0, I_1, I_2, I_3$  まで、軸対称の場合は  $I_0, I_1, I_2$  まで考えれば十分である。図-15 より、影響係数の中で  $I_0, I_1, I_2$  についてはほぼ次式のように近似できた。

(a) 平面ひずみ条件

$$I_0 = 1 / (1 + D/B) \quad (D/B \leq 3.5)$$

$$I_0 = 0.22 \quad (D/B > 3.5)$$

$$I_1 = 0.50 - 0.50 / (1 + D/B) - 0.051 D/B$$

$$(D/B \leq 3.5)$$

$$I_1 = 0.19 \quad (D/B > 3.5) \quad (20)$$

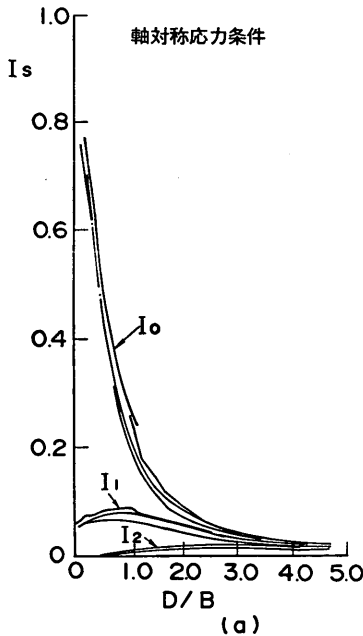


図-15(a) 影響係数と  $D/B$  の関係 (軸対称条件)

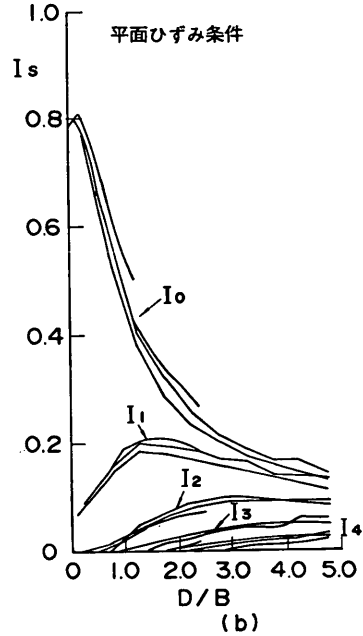


図-15(b) 影響係数と  $D/B$  の関係 (平面ひずみ条件)

$$I_2 = 0.033D/B \quad (D/B \leq 3.5)$$

$$I_2 = 0.13 \quad (D/B > 3.5)$$

$$I_3 = 0.018D/B \quad (D/B \leq 3.5)$$

$$I_3 = 0.08D/B \quad (D/B > 3.5)$$

(b) 軸対称応力条件

$$I_0 = 0.75(D/B + 0.65) - 0.16 \quad (D/B < 3.0)$$

$$I_0 = 0.05 \quad (D/B > 3.0)$$

$$I_1 = 0.145 - 0.094/(D/B + 0.65) - 0.026D/B \quad (D/B < 3.0) \quad (21)$$

$$I_1 = 0.043 \quad (D/B > 3.0)$$

$$I_2 = 0.013D/B \quad (D/B < 3.0)$$

$$I_2 = 0.039 \quad (D/B > 3.0)$$

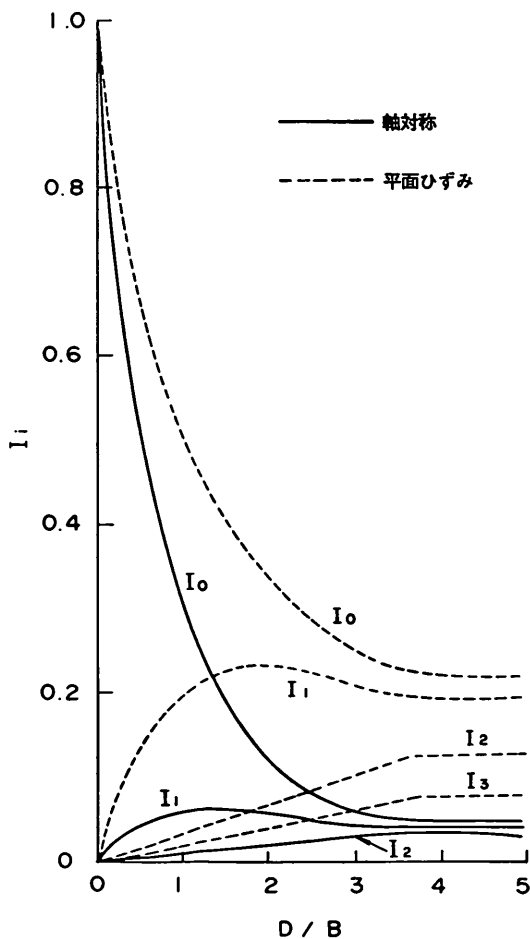


図-16 影響係数と  $D/B$  (式20, 21)

これらの式による各影響係数を図-16に示す。図のように、平面ひずみ条件と軸対称応力条件では影響係数の値に大きな差がみられる。すなわち、軸対称応力条件では沈下する層が深くなるにつれて沈下量の違いはより広範囲に分散し、たとえば影響係数  $I_0$  についてみると  $D/B$  が增大するとともに急激に低下してその分  $I_1, I_2$  が大きくなる。これは、軸対称の場合、平面ひずみの場合に比べて、 $D/B$  が大きい深い層の圧縮率の違いによる不同沈下が表面での沈下量の違いとして現れにくい傾向があることを意味する。本研究で取り扱うような広範囲の埋立地を対象とする不同沈下の問題では、軸対称応力条件での影響係数を用いるのが適当であると考えられるので以下の計算では(21)式を用いている。

図-16のように求められた影響係数を用いると、ある平面メッシュの沈下量  $s$  は、従来のようにその直下の層の沈下の一次元的な和とする代りに、その直下と周辺の層の沈下にそれぞれの影響係数を乗じた値の総和として計算される。すなわち 図-13 の場合は次式で表される。

$$s = \sum_{i_x = I_x - 2}^{I_x + 2} \sum_{i_y = I_y - 2}^{I_y + 2} \sum_{i_z = 1}^{N_z} I_i s(i_x, i_y, i_z) \quad (22)$$

ここに  $I_x, I_y$  は沈下を計算するメッシュの  $X, Y$  座標であり、 $s$  は座標  $(I_x, I_y)$  のメッシュの表面沈下量である。また、 $s(i_x, i_y, i_z)$  は各土層の圧密沈下量、 $N_z$  は各メッシュの深さ方向の土層の数である。上式によって隣接したメッシュどうしで、沈下をいわば配分し合うことによりメッシュ間の沈下量の相関性が高まり、表面の沈下量の差として表われる不同沈下は減少する。また、図-16よりわかるように  $D/B$  が大、すなわち沈下の幅に比べて深度が大きい層の沈下ほど表層への影響は広範囲に分散し、表層の不同沈下としては現れにくくなる。

#### 2.4 FUT088 による計算例

以上の考察にもとづいて従来の奥村・土田による不同沈下シミュレーションプログラムを改良し、地盤の諸定数の水平方向自己相関性および三次元圧密の影響を導入した新しいシミュレーションプログラム FUT088 を開発した。FUT088 のフローチャートを図-17に示した。

図のように本プログラムではモンテカルロシミュレーションであるため同一の計算条件で多数の試行計算を行う必要がある。これは各メッシュに入力された確率モデルに従うランダムな定数が与えられるためであり、個々の計算結果はいわば同一の地盤の確率モデルから発生する種々の沈下パターンを示すものでそれぞれ異なっ



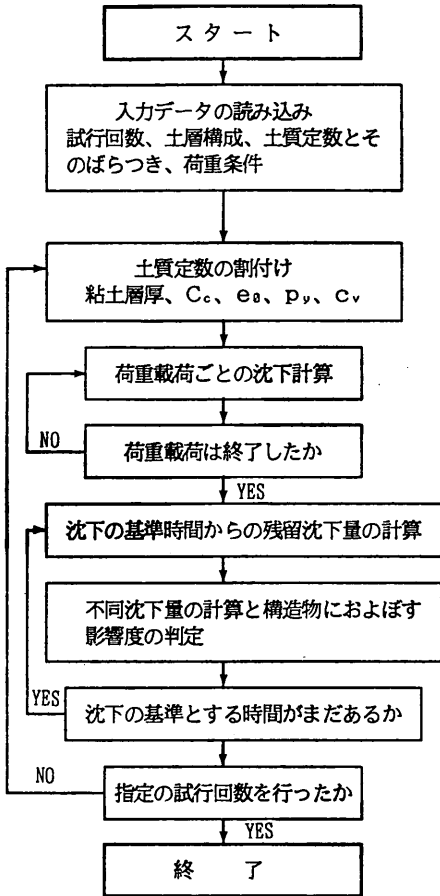


図-17 FUTO88 のフローチャート

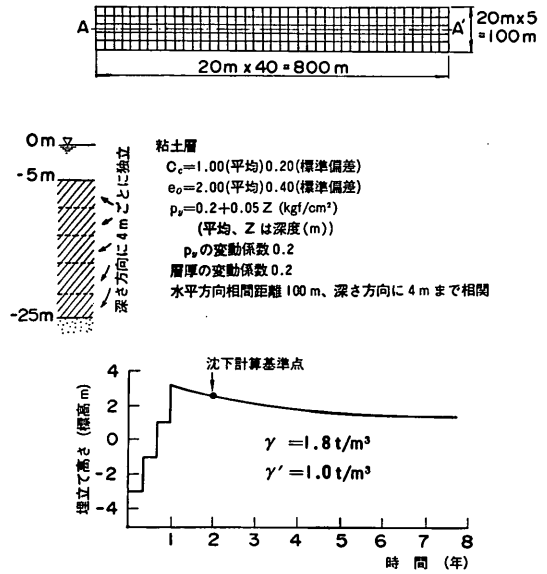
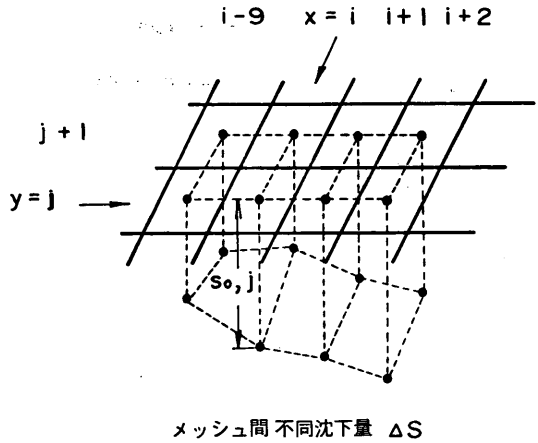


図-18 地盤のモデルと荷重条件



$$\Delta S = [S_{i,j+1} - S_{i,j}] \text{ or } [S_{i+1,j} - S_{i,j}]$$

図-19 不同沈下量の定義

くる。しかし、これらはいずれも入力された地盤の確率モデルに従うものであるので、多数の試行から生じる沈下のパターンは平均的には地盤の確率モデルを反映したのになっていると考えられる。そこで本解析では一回の試行ごとに地盤内の沈下の統計的性質を示す諸元（平均沈下量、沈下量標準偏差、沈下量変動係数および後に定義する不同沈下量に関する諸元）を計算しこれらを試行回数について平均した量をシミュレーションによって得られる結果とした。

以下に 2, 3 の計算例を示す。

計算は、図-18 に示す幅 20m の 40 × 6 のメッシュで構成される地盤のモデルと土質定数の確率モデル、荷重条件を基本モデルとして行った。図のように沈下が生じる 20m の粘土層は深さ方向に 4 m ごとに 5 層に分けられそれぞれ確率的には独立している。また、荷重は 1 年間で -3m から +3m まで埋立を行いその後 1 年放置した 2

年後からの残留沈下を解析している。

計算結果を比較するために図-19 のように隣接したメッシュ中心間の沈下量の差の絶対値としてメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  を定義した。埋立地全体の沈下量の平均を  $s_m$  とし、不同沈下量の平均沈下量に対する比  $\Delta s/s_m$  を不同沈下率と定義する。さらに、不同沈下率の中で特に各経過時間ごとに  $s_m$  と  $\Delta s$  の平均  $\bar{\Delta s}$  との比  $\bar{\Delta s}/s_m$  を平均不同沈下率  $r_{mean}$ 、 $s_m$  と  $\Delta s$  の最大値  $\Delta s_{max}$  と

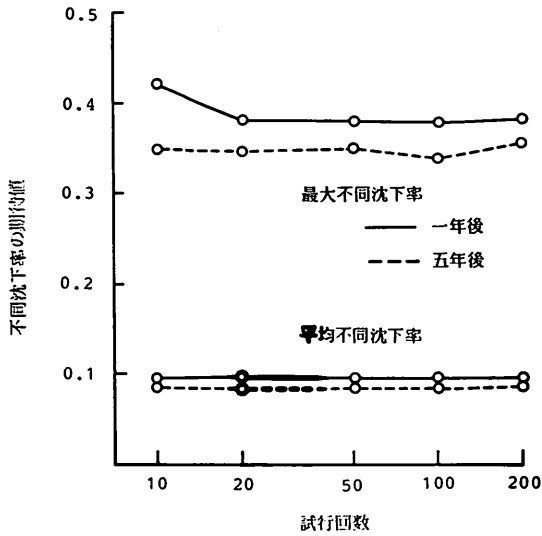


図-20 試行回数が計算結果におよぼす影響

の比を最大不同沈下率  $r_{max}$  とそれぞれ定義することにする。 $r_{mean}$  と  $r_{max}$  は1回の試行において各経過時間ごとにそれぞれ求められる。全部で  $N$  回の試行を行うシミュレーションにおいて  $k$  回目の試行における各経過時間での平均不同沈下率と最大不同沈下率を  $r_{mean}(k)$ ,  $r_{max}(k)$  とすると、 $N$  回の試行結果から求められる  $r_{mean}$  と  $r_{max}$  の期待値  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  はそれぞれ

$$\bar{r}_{mean} = (\sum_{k=1}^N r_{mean}(k)) / N$$

$$\bar{r}_{max} = (\sum_{k=1}^N r_{max}(k)) / N$$

となる。以下のシミュレーションでは不同沈下を代表するパラメータとして  $\bar{r}_{mean}$  と  $\bar{r}_{max}$  に着目して整理を行っている。

図-20は図-18の基本モデルにおいてモンテカルロシミュレーションの試行回数を10, 20, 50, 100, 200回と変化させ不同沈下率(の期待値  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  を比較したものである。図をみると平均不同沈下率, 最大不同沈下率とも試行回数によってそれほど変化しないことがわかる。以後のシミュレーションでは試行回数として50回を標準とした。

(1) 水平方向自己相関係数の影響

ここでは土質諸定数の水平方向自己相関の大きさによって不同沈下の発生がどのように変化するかについて検討する。

自己相関係数は次のように計算できる。まず、ある地点を基準として距離  $x$  と沈下量  $s$  の関係から一次回帰式

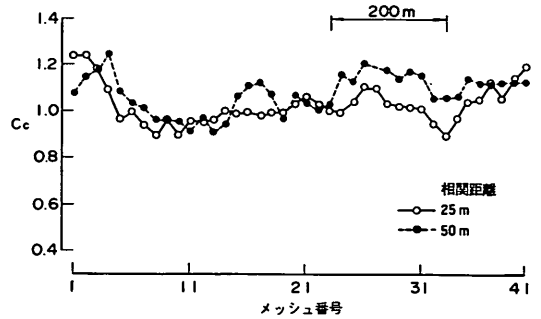


図-21(a) 割り付けられた  $C_c$  の一例 (相関距離 25m, 50m)

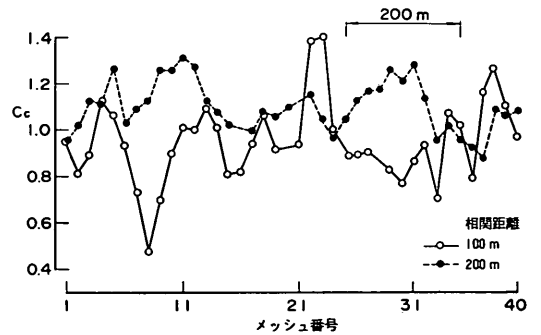


図-21(b) 割り付けられた  $C_c$  の一例 (相関距離 100m, 200m)

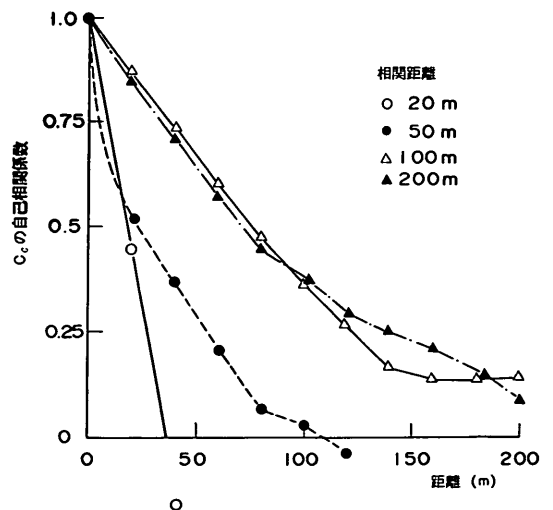


図-21(c) 割り付けられた  $C_c$  の自己相関係数

$s=a \cdot x+b$  を求める。これを沈下量の距離とのトレンドとして距離  $x_i$  における測定点の沈下  $s(x_i)$  についてトレンドを除いた分の沈下  $ds(x_i)=s(x_i)-(a \cdot x_i+b)$  について次式によって自己相関係数を求めた。

まず  $ds(i)$  の分散は次のようになる。

$$\sigma_{ds}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (ds(x_i))^2 / (n-1) \quad (23)$$

これらを用いると沈下量の距離に関する自己相関係数は距離  $\Delta x$  ごとに以下のように求められる。

$$\tau(x) = \frac{1}{\sigma_{ds}^2} \sum_{i=1}^{n-1} ds(x_i) \cdot ds(x_i + \Delta x) \quad (24)$$

$$\tau(2x) = \frac{1}{\sigma_{ds}^2} \sum_{i=1}^{n-2} ds(x_i) \cdot ds(x_i + 2\Delta x) \quad (25)$$

$$\tau(kx) = \frac{1}{\sigma_{ds}^2} \sum_{i=1}^{n-k} ds(x_i) \cdot ds(x_i + k\Delta x) \quad (26)$$

水平方向の自己相関特性はすでに述べた式(1)によってか、あるいは

$$\tau = \exp(-x/b) \quad (27)$$

によって近似される場合が多い。式(27)のモデルにおいて  $b$  は自己相関係数  $\tau = 1/e = 0.43$  となる距離であり相関距離とよばれる。

水平距離に関する自己相関係数を式(27)で与えて相関距離  $b$  を 20, 50, 100, 200m と変化させた時に、各メッシュに割り付けられる  $C_0$  の分布の一例を図-21(a),

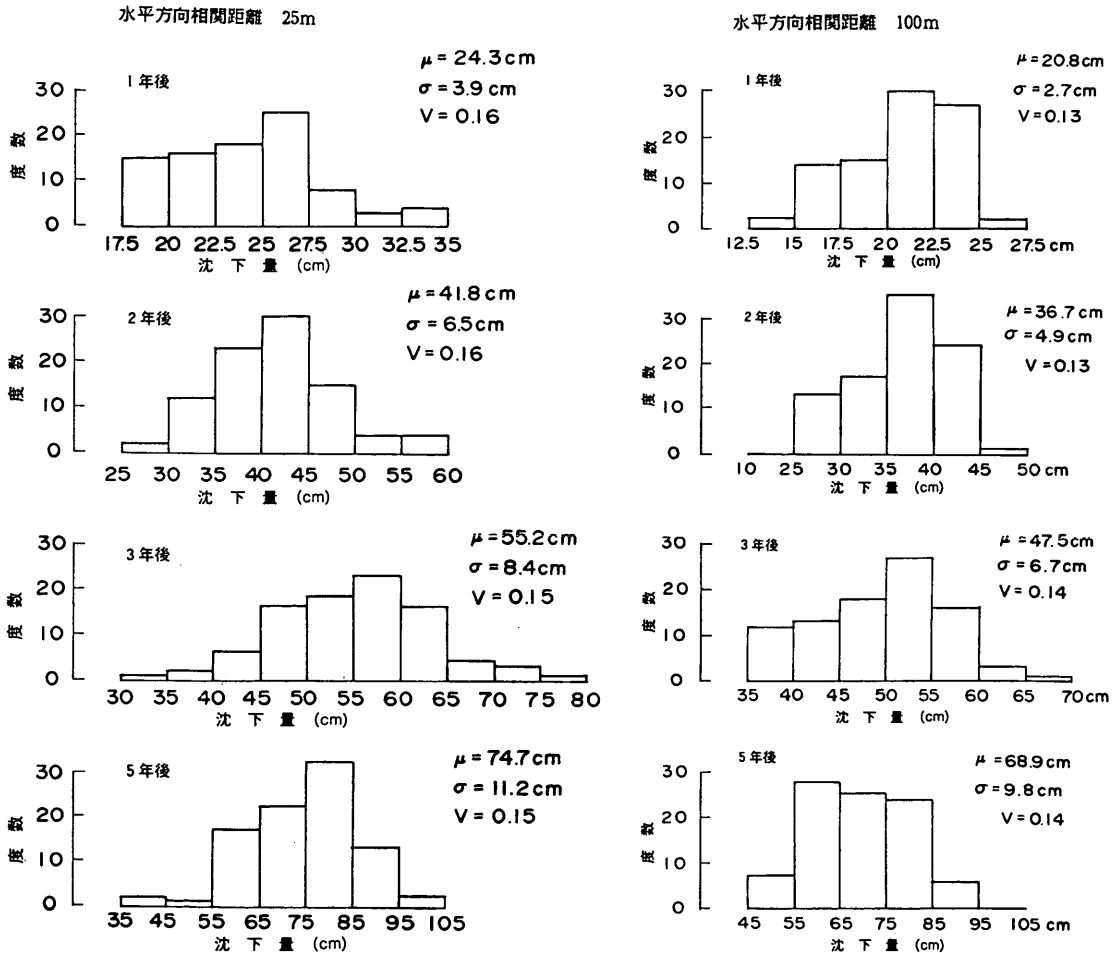


図-22(a) 相関距離と沈下量のばらつき関係 (相関距離 25m, 100mのとき)

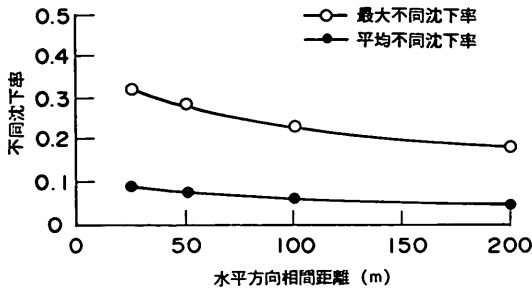


図-22(b) 水平方向の相関距離が不同沈下率に及ぼす影響

(b)に示した。図-21(c)は図-21(a), (b)の割り付けられた  $C_c$  について水平距離に関する自己相関係数を示している。このように、水平方向の自己相関性が大きいことは広い範囲にわたって地盤の特性が一樣であることを意味し、したがって隣接したメッシュ間での沈下量のばらつきも小さくなると考えられる。一方、自己相関性が小さい地盤では、ある距離だけ離れることによって地盤の力学特性が大きく変化することを意味するので沈下量のばらつきも大きくなると考えられる。

図-22(a)は、相関距離を25mとしたときと100mとしたときのそれぞれ1回の試行について計算沈下量のばらつきをヒストグラムで比較したものである。図のように相関距離が小さい場合は相関距離が大きい場合に比べ沈下量のばらつきが大きくなる。4種類の相関距離についてある経過時間における平均不同沈下率  $r_{mean}$  と最大不同沈下率  $r_{max}$  を比較したのが図-22(b)である。図のようにいずれの時間においても相関距離が大きくなるとともに平均不同沈下率、最大不同沈下率は減少する傾向がある。

図-23(a), (b)は、土質定数および層厚の水平方向の相互距離を25m, 50m, 100m, 200mとし、式(1)の自己相関モデルを用いて計算した場合について、ある1回の試行によって計算された図-18のA-A, ラインにそった計算沈下量を示したものである。図のように土質定数の相関距離によって出現する沈下量の水平方向の相関性も異なってくる。図-23(c)は計算された沈下量について水平方向自己相関係数を求めたものであるが、土質定数の相関距離が大きいほど計算沈下量相関距離が大きくなり、ほぼ式(1)で示される自己相関モデルに当てはまった。図-23(c)に示した沈下量から計算沈下量についての水平方向相関距離を計算し、解析に用いた地盤定数の相関距離と比較した結果を図-24に示した。図をみると地盤定数の相関性はほぼ計算された沈下量の相関性とな

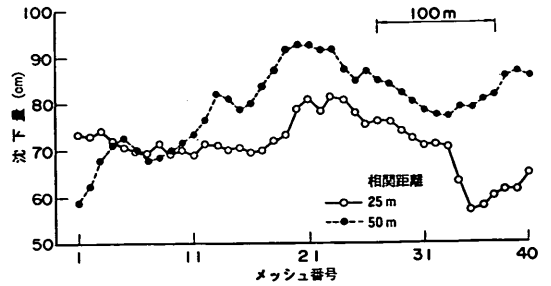


図-23(a) 計算沈下量の一例 (相関距離 25m, 50m)

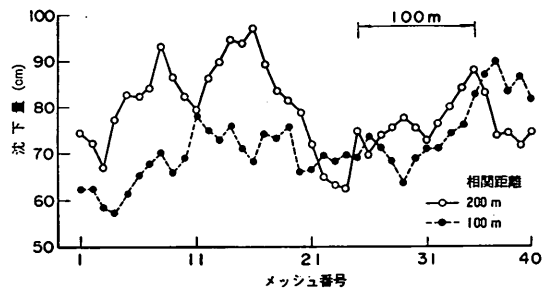


図-23(b) 計算沈下量の一例 (相関距離 100m, 200m)

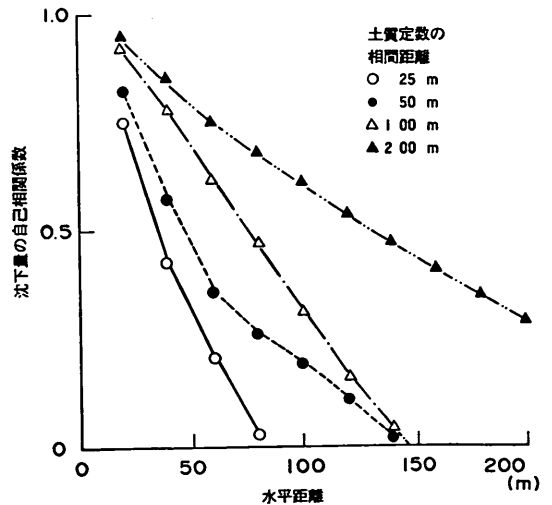


図-23(c) 計算沈下量の水平方向自己相関係数

って反映されていることがわかる。このことは逆に、地盤定数の水平方向自己相関を評価するには、他の条件が同一な地盤での沈下量の自己相関性を調べればよいことを示している。

以上のように水平方向の相関距離は沈下量のばらつき

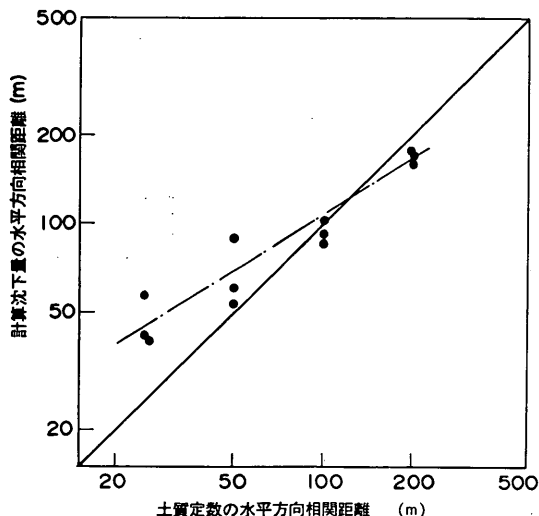


図-24 地盤定数の相関距離と沈下量の相関距離の関係

に大きく影響するので、本プログラムを用いて不同沈下の推定にあたっては解析に用いる相関距離を十分に考慮する必要がある。

(2) 隣接したメッシュ間の三次元圧密の影響

今回のプログラムでは、沈下の影響係数を導入することによって隣接したメッシュ間の沈下の相互作用を考慮できるようになった。図-16 に示した影響係数からわかるように、深い粘土層ほどその沈下量の差は表層にあまり影響しないことはあきらかである。したがって、奥村・土田のプログラムのように各メッシュが、常に独立して沈下するとする仮定は、沈下層の厚さが厚くなるほど、また沈下を計算するメッシュのサイズが粘土層の厚さに比べ小さくなるほど不同沈下量を過大に計算することになる。

図-18 の計算モデルで用いられた地盤条件と载荷条件を用い、メッシュのサイズを 20m, 50m, 100m の 3 種類の場合について三次元的な効果を考えない場合と沈下の影響係数を用いた FUTO88 による計算を行った。なお、ここでは三次元的効果のみの影響をみるために前項で述べた地盤定数の相関距離については 100m に統一した。

図-25 は、経過時間と不同沈下率  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  の関係を比較したものである。図のように、三次元的な効果を考慮しないとメッシュが 100m の場合はそれほど大きな影響が無いが、メッシュが 20m の計算では沈下量のばらつきを 40% 程度過大に評価することになる。これらの違いはメッシュのサイズが小さくなるにつれそれぞれ

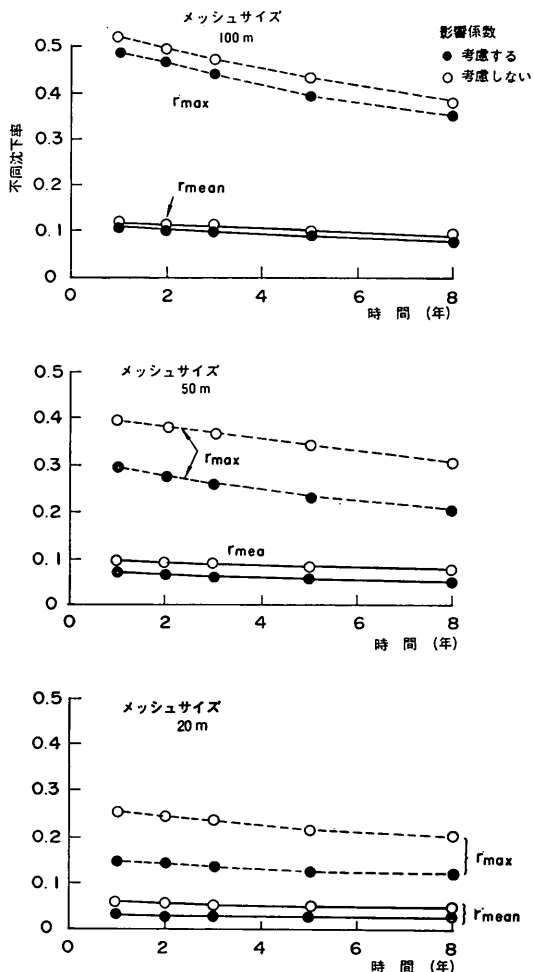


図-25 メッシュサイズと影響係数の効果

の沈下の力学的な相関が強まり沈下量のばらつきが減少することによるもので、式(2)で示した沈下の影響係数の効果である。

次に深い層の沈下が主に問題になる場合についての計算例を示す。通常軟弱地盤上に構造物を建設する場合は、沈下を早期に安定させるために表層に近い地盤はなんらかの地盤改良を行う場合が多い。たとえば、東京国際空港沖合展開事業の場合は深度 10~16m までの沖積粘土層 ( $A_{c1}$ ) をペーパードレーンあるいはサンドドレーンによって改良している。また関西国際空港の場合も深度 20m までの沖積粘土層は、沈下の早期安定のためサンドドレーンによってすべて改良されることになっている。一般に、サンドドレーンやサンドコンパクション、深層混合処理などの改良工法が実施される深度は 10m~

20m程度までである場合が多く、それ以上の深度になると改良が技術的に困難になったりコストが著しく増大する傾向がある。したがって、表層からある深度までの地盤は改良されたために残留沈下はそれほど生じないが、それ以深の層での残留沈下が問題であるといった場合など、沈下が生じる粘土層が比較的深い位置に限定されている場合が多く見られるのである。そこで、図-26(a)に示すような3つの地盤のモデルを想定し、沈下の対象となる層の位置(深度)が表層の不同沈下におよぼす影響を調べた。なお、土質定数および载荷条件は図-18の

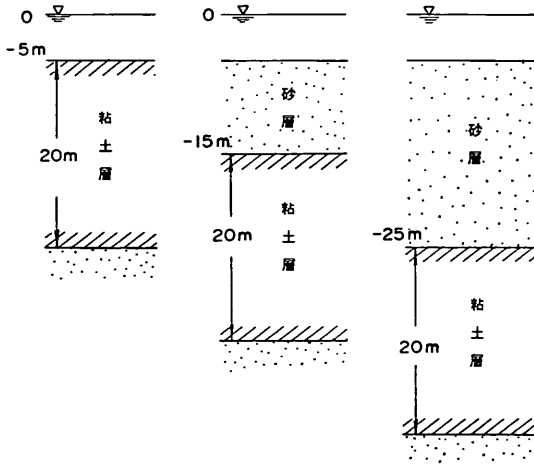


図-26(a) 地盤のモデル

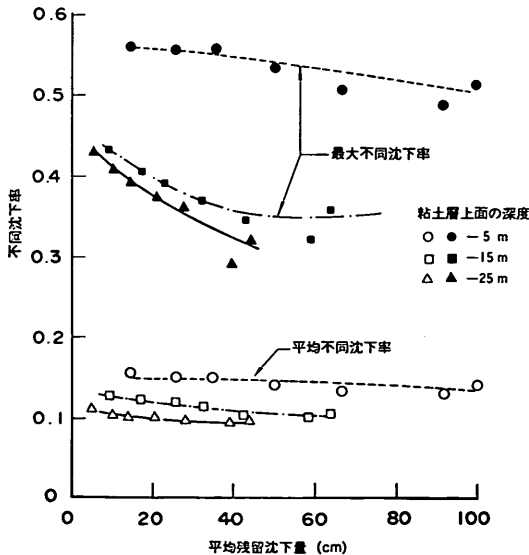


図-26(b) 沈下する地盤の深さが地表面不同沈下におよぼす影響

モデルと同様でありメッシュ幅は 50m としている。

図-26(b)に20ケースのシミュレーションを行ったときの平均不同沈下率、最大不同沈下率の期待値を平均残留沈下量に対して示した。図のように沈下する層が深くなると表層での不同沈下率は低下する傾向を示す。これは、深くなるにつれて沈下の影響がより広範囲に分散されることにより表面の沈下量のばらつきが小さくなるためである。

### 3. 事例解析

今回のプログラムの改良によってシミュレーションの適用性は大きく向上したと考えられる。ここではFUTO88の実際の問題への適用性を確認するためにいくつかの事例解析を行った。事例解析にあたっては、まず地盤の水平方向の相関性について定量的に評価する必要があるため、沈下事例を用いて水平方向の相関距離を検討した。次にO埠頭および東京国際空港沖合展開事業における広域での沈下観測結果を統計的に解析し、FUTO88を用いたシミュレーションの適用性を検討した。

#### 3.1 沈下量の水平方向自己相関に関する検討

すでに述べたように水平方向自己相関は不同沈下に大きな影響を持つ。不同沈下の解析にあたって自己相関特性をどのように設定するかは重要な問題である。一般に水平方向に密な土質調査はあまり行なわれないため、土質定数の水平方向自己相関性を調べることはきわめて困難である。2章での考察によって地盤定数の自己相関特性と沈下の自己相関特性は関連性の大きいことがあきらかになったので、ここでは沈下実測データについて自己相関性を調べ、それらをもとに解析に用いる土質定数の水平方向の自己相関性を推定することにする。

##### (1) O埠頭

O埠頭は、軟弱地盤を有する海面を埋め立て全面を栈橋形式にした6つのバースから構成されている。O埠頭各バースはそれぞれ竣工供用の時期は異なっているが、

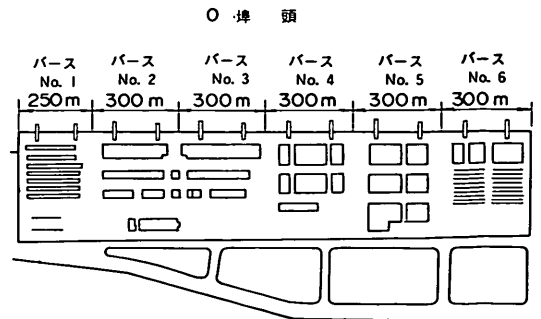


図-27 O埠頭の平面図

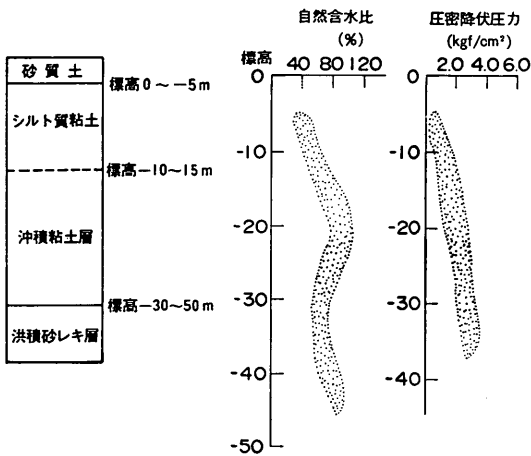


図-28 O埠頭の建設前の地盤構成

地盤条件は比較的均一である。図-27, 28 にO埠頭の平面図と建設前の地盤構成を示す。図のようにO埠頭の地盤においては 20~30m の軟弱な沖積粘土層が堆積しており、全体の 90% は地盤改良を行わない埋立によって建設されたため、供用後に継続的な沈下が生じた。このため 図-29 に示す約 300 点の沈下観測点において、供用後2~4年(バスによって違う)5年間にわたって沈下が測定されている。

沈下の観測が始まった以前までの沈下量は明らかでないため、観測開始時の沈下を基準とし以後の沈下量を用いて水平方向の沈下量の自己相関特性を調べた。なお、

300点のうち約3割の点については測定の間にかさ上げ等の補修が行なわれていたため、このような点では補修前の観測データを双曲線で近似し補修直後の観測点を推定した。その後のデータは観測データを平行移動して用いている。

図-29 のように観測点は縦横等間隔には配置されていない。ここでは統計処理をより機械的に行なうために、埠頭の平面図に 20m×20m のメッシュをかぶせ観測データをすべてメッシュ点上のデータに変換した。なお、変換はメッシュ点に最も近い沈下観測点3点を選び、この3点によって定まる沈下平面上にメッシュ点が位置すると仮定して内挿した。図-30 は設定したメッシュの位置であり、この中のライン 1, 5, 9, 12 にそっての沈下量の経時変化を 図-31 (a)~(d) に示す。1 から16のそれぞれのラインの沈下量について水平距離に対する自己相関係数を求めたものが 図-32 である。比較のため自己相関のモデルとして良く用いられる式(1)と式(2)について相関距離を 50m, 100m, 200m として計算したものを 図-33 に示した。図のように式(1)と式(2)を比べると自己相関係数と距離の関係は式(2)によって比較的良く適合しているようである。それぞれのラインについて式(2)のモデルを用い、最小2乗法で相関距離を求めた結果をヒストグラムで示すと 図-34 のようになった。したがって、この事例からは水平方向相関距離が 50~175m の範囲にあるといえる。

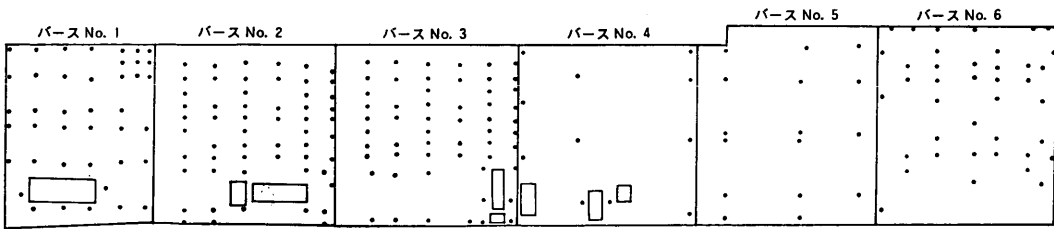
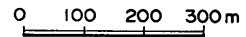


図-29 O埠頭の沈下観測点位置

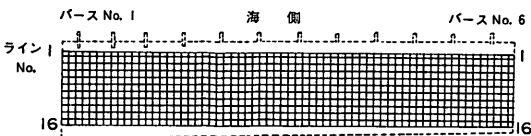


図-30 メッシュ化されたデータの位置

(2) 神戸港ポートアイランド道路

久楽らは不同沈下の実体調査を行った結果について報告しているが<sup>4)</sup>、図-35 はそれらの中で、神戸ポートアイランドでの道路の沈下を連続的に調べたものである。図-36 に地盤の構成を示すが、図のように軟弱層の厚さはほぼ均一であり不同沈下は粘土層の力学特性の不均一

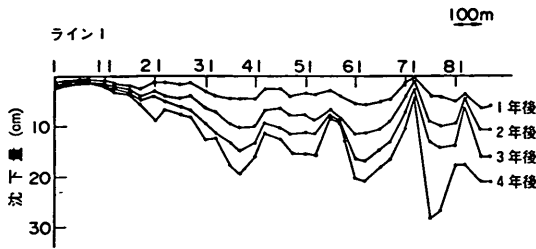


図-31(a) ライン1にそっての沈下量

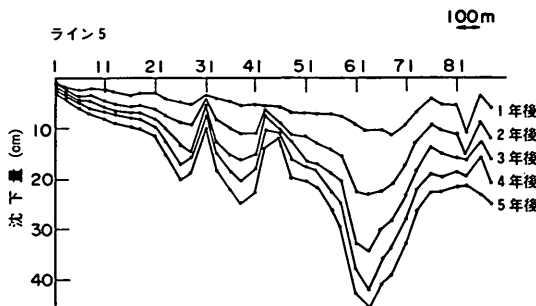


図-31(b) ライン5にそっての沈下量

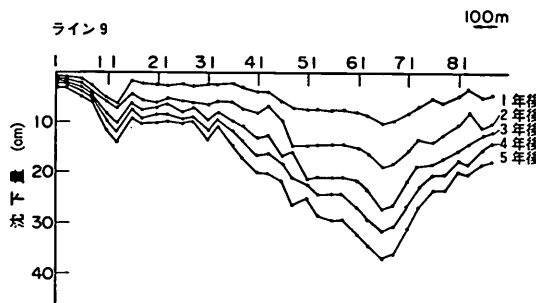


図-31(c) ライン9にそっての沈下量

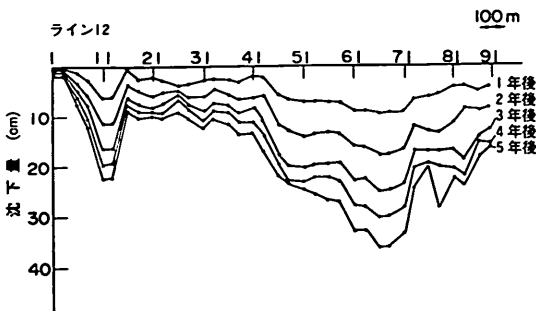


図-31(d) ライン12にそっての沈下量

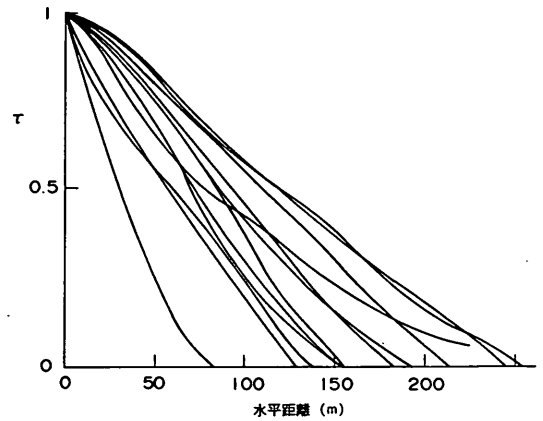


図-32 沈下量の水平方向自己相関係数 (O埠頭)

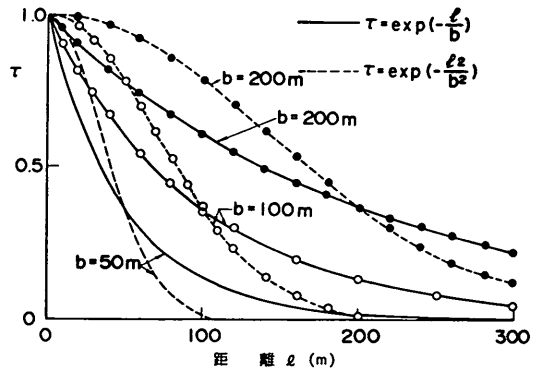


図-33 式(1)と式(2)による自己相関係数と距離の関係

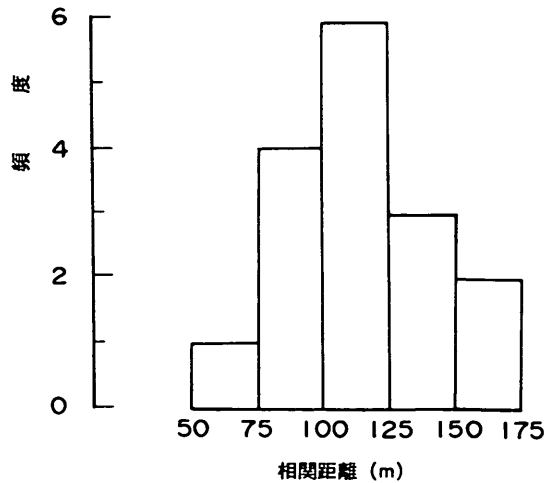


図-34 沈下量の水平方向相関距離のヒストグラム



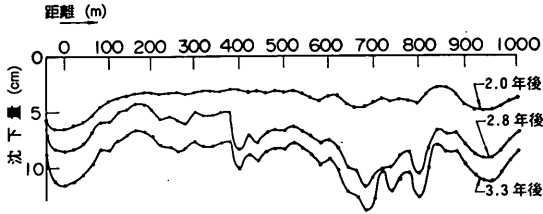


図-35 神戸ポートアイランドにおける沈下の事例<sup>4)</sup>

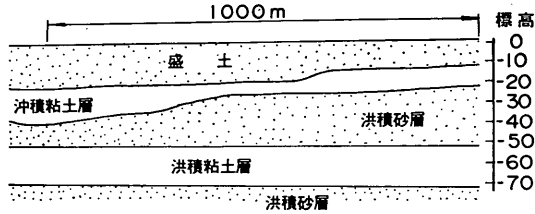


図-36 神戸ポートアイランドの地盤構成<sup>4)</sup>

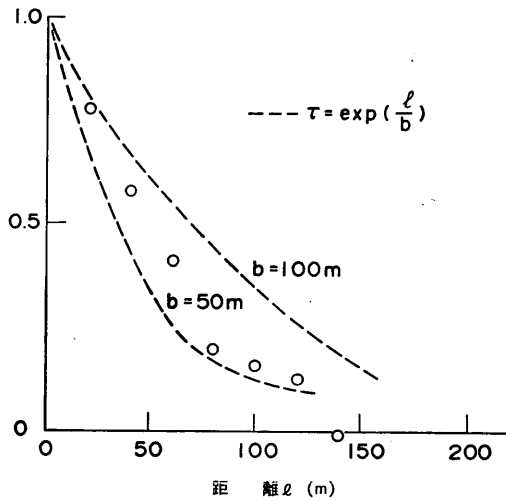


図-37 沈下量自己相関係数と水平距離の関係(神戸ポートアイランド)

性によって生じていると考えられる。図-37 は、最後に測定された沈下量を用いて、水平距離と沈下量の自己相関係数との関係を示したものである。

図のように  $\tau$  と距離  $l$  の関係は  $\circ$  埠頭の場合と同様に式(7)で近似できるようであり、相関距離は約75mであった。

(3) N港の防波堤の沈下

軟弱な沖積地盤上に建設されたN港の防波堤の事例について検討した。防波堤直下の地盤構成は図-38に示す通りであり、深度20mまでサンドドレーンによって地盤

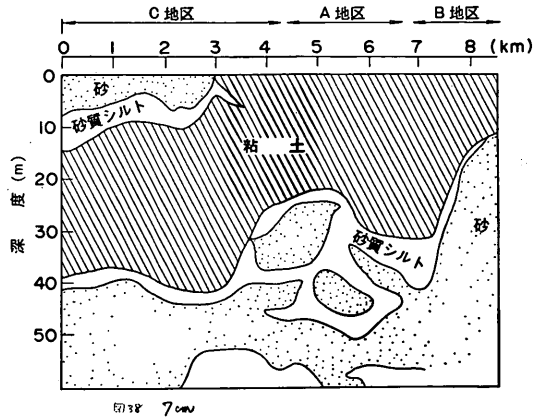


図-38 N港防波堤の地盤の構成

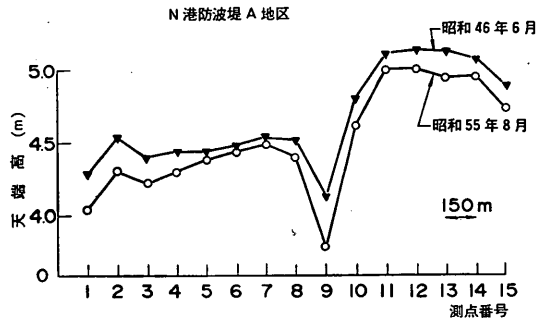


図-39(a) 沈下の測定データの一例

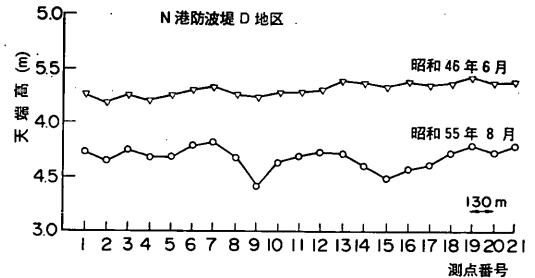


図-39(b) 沈下の測定データの一例

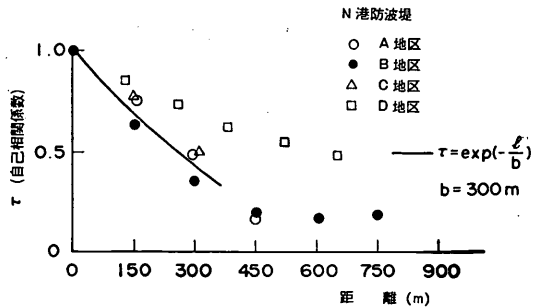


図-40 沈下量の水平方向自己相関係数(N港防波堤)

改良されている。沈下量は 130~150m ごとの測点で 20 年にわたって計測されており、図-39(a), (b)に測定データの一例を示す。3つの地区ごとに法線方向の距離に関する天端高さの自己相関係数を求めると図-40のようになる。図のように自己相関係数は式(4)で近似することができ、相関距離は約 300m であった。

以上の3つの事例から判断すると、沿岸地域の沈下量の水平方向の相関距離はほぼ 50m~300m 程度であると判断できる。また、これらの事例では自己相関を表すモデルとして式(4)が比較的良好に適合している。

2章で述べたように、沈下量の相関距離は地盤の圧密に関する諸定数の相関距離をほぼ反映する。これらの結果から以下の事例解析においては地盤定数、粘土層厚の水平方向自己相関距離として 100m を用い、式(4)の自己相関モデルを用いることにした。

### 3.2 O埠頭の不同沈下の統計的性質とシミュレーション結果

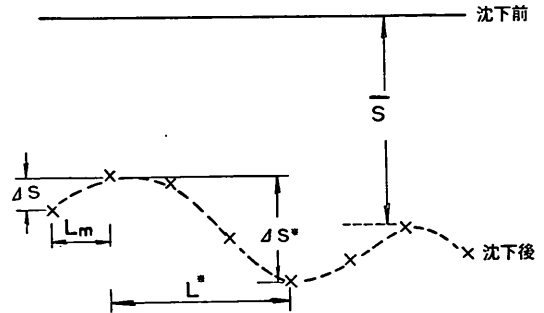
先に沈下の実態を示したO埠頭の不同沈下の観測結果を統計的にまとめ、さらに一部の範囲について FUTO 88によるシミュレーションを行い、実測沈下とシミュレーション結果との比較検討を行った。

この事例では建設が終了後2~4年後から、5年間にわたり沈下が測定されている。すでにのべたように沈下観測データを、20m×20mで設定してメッシュの沈下として変換した。図-41は最終観測時における沈下コンター図である。図のように埠頭全体で最大 50cm の沈下が生じている部分と 10cm 以下の沈下しか生じていない部分がある。

これらのメッシュに変換された沈下観測結果を用い、不同沈下の諸元について統計解析を行った結果を以下に示す。ここでは、図-42(a)に示すように次のような諸元を定義した。

- ・絶対沈下量  $s$  : 各観測点沈下の絶対量。解析の対象とした範囲全体の  $s$  の平均を平均沈下量  $s_m$  とする。

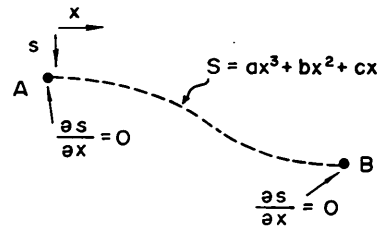
- ・不同沈下量  $\Delta s^*$  : 不陸における一個の山と次の谷の沈下量の差。
- ・不同沈下幅  $L^*$  : 不陸における一個の山と次の谷の距離。
- ・メッシュ間不同沈下量  $\Delta S$  : 隣あったメッシュ中心点間での沈下量の差であり、すでに図-19によって定義した。



- $\bar{S}$  : 平均沈下量
- $L^*$  : 不同沈下幅
- $\Delta S^*$  : 山と谷の間の不同沈下量

- $L_m$  : メッシュ間距離
- $\Delta S$  : メッシュ間不同沈下量

図-42(a) 不同沈下量の諸元の定義



不同沈下形状の三次関数による近似

図-42(b) 不同沈下形状の三次関数による近似

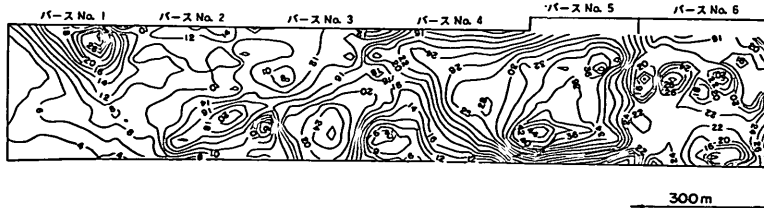


図-41 最終観測時の沈下コンター図

- ・沈下勾配 $G^*$ ,  $G$ : 不同沈下幅に対する不同沈下量の比であり,  $\Delta s^*$  と  $\Delta s$  に対してそれぞれ次のように定義する。

$$G^* = \Delta s^* / L^*$$

$$G = \Delta s / L_m \quad (L_m \text{はメッシュの幅})$$

- ・不同沈下率  $r^*$ ,  $r$ : それぞれ平均沈下量  $s_m$  に対する不同沈下量  $\Delta s^*$ , メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の比である。すなわち,

$$r^* = \Delta s^* / \bar{s}_m$$

$$r = \Delta s / \bar{s}_m$$

2章で述べたように  $r$  については特に解析の対象とした範囲での  $\Delta s$  の平均の  $s_m$  にたいする比を平均不同沈下率  $r_{mean}$ ,  $\Delta s$  の最大値  $\Delta s_{max}$  の  $s_m$  に対する比を最大不同沈下率  $r_{max}$  と定義する。シミュレーション結果については各試行について求められる  $r_{mean}$ ,  $r_{max}$  を試行回数で平均して期待値を求め  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  とする。

- ・曲率半径  $R_1$ ,  $R_2$ : 2点間の不同沈下の形状を2点で勾配がゼロであるような3次曲線と仮定して算出される区間の最小曲率半径であり(図-42(b)), 次式で与えられる。

$$R_1 = L^2 / (6\Delta s^*)$$

$$R_2 = L_m^2 / (6\Delta s)$$

なお, 曲率半径の計算法としてここで用いた方法は舗装面に生じる不同沈下を調べた佐藤ら<sup>9)</sup>によって用いられた方法である。この他に, たとえば連続した3点を通る円の半径として計算する方法も考えられるが, 今回の方法はより小さな曲率半径を計算するという意味で安全側であり, また2点で決まるので計算が簡単であるという利点がある。

ここで  $\Delta s^*$  と  $L^*$  は不陸における一個の山と谷の間を1つの不同沈下として考えたものである。これに対して  $\Delta s$  は前後の沈下量に関係なく機械的にメッシュ中心点間の沈下量の差を不同沈下量としたものである。不同沈下を  $\Delta s^*$  と  $L^*$  によって定義することは  $\Delta s$  による定義よりもより不同沈下のイメージを適切に表現しているが, パラメータが2個となるため取り扱いにくい欠点がある。本報告では実測沈下の整理については両方の考え方でやっているが, 計算結果の比較は主に  $\Delta s$  の定義による諸元を用いた。

図-43(a) にO埠頭内の沈下量の平均と標準偏差およ

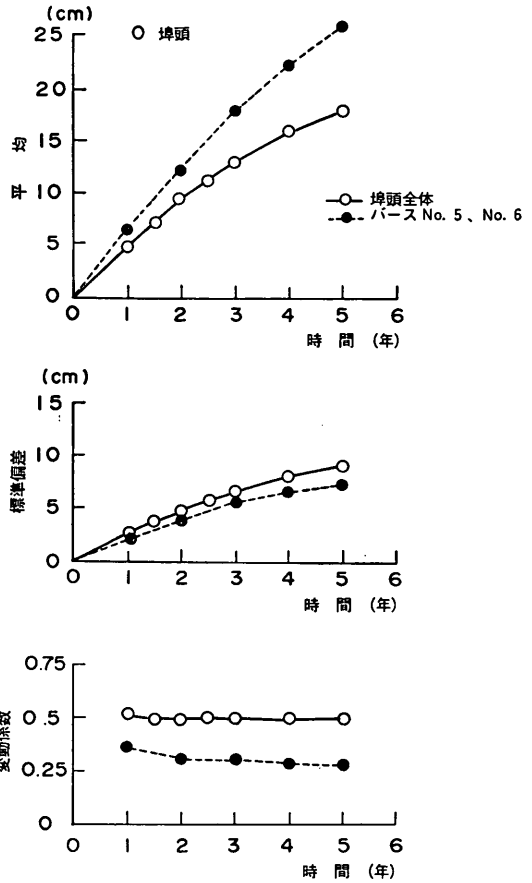


図-43(a) 沈下量の平均と標準偏差, 変動係数

び変動係数の経年変化を示す。図はシミュレーション結果との比較のため埠頭全体とバース No.5 および6についてそれぞれ整理している。図のように沈下量の平均, 標準偏差とも時間の経過とともに増加するが, 変動係数はほぼ一定である。このような沈下量の統計的性質は奥村・土田<sup>9)</sup>によって報告された不同沈下の実態調査の結果と一致している。また, 埠頭全体では変動係数が約0.5でバース No.5 および6では変動係数0.25と両者に大きな差があるが, これはO埠頭の建設がバース No.1 からNo.6まで3年間にわたって順次行われたため, 埋立地盤全体では載荷期間に最大3年の違いがあり, 一方バース No.5 と6については載荷期間の違いが最大1年以内であることが変動係数の違いの主な原因であると推定される。

図-43(b) は不同沈下幅  $L^*$  の統計的性質についてまとめたものである。図のように  $L^*$  の平均値は各測定時間においてほぼ80mと一定であり, また標準偏差は50mであった。これは 図-31(a)~(d)においても読み取

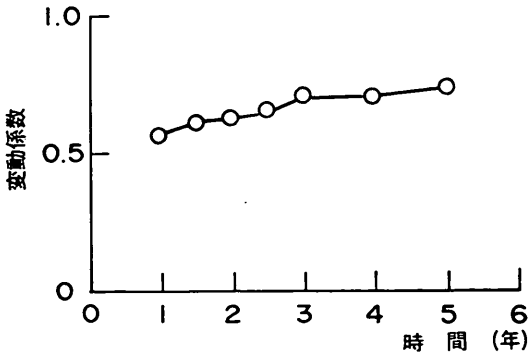
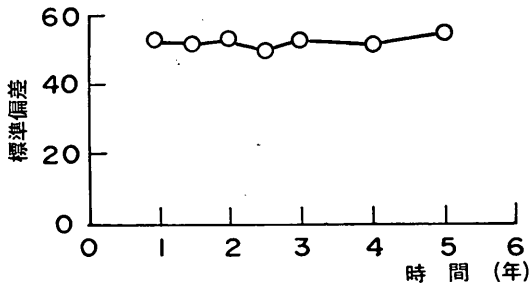
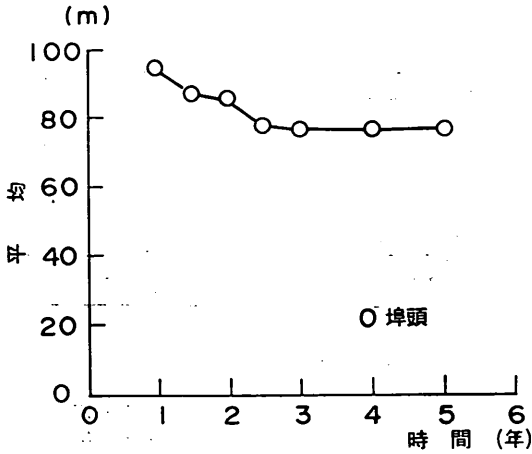


図-43(b) 不同沈下幅 $L^*$ の平均と標準偏差, 変動係数 (埠頭全体)

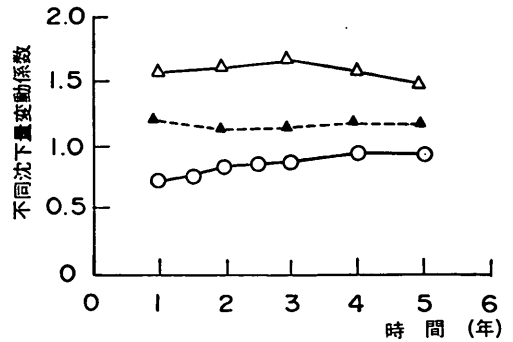
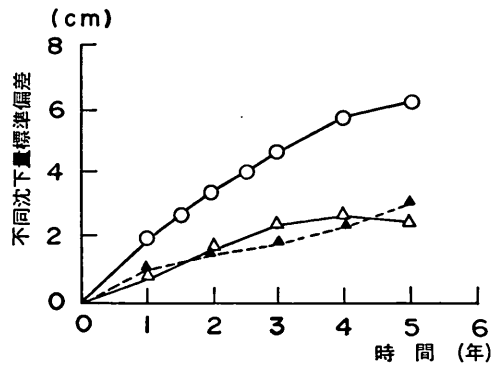
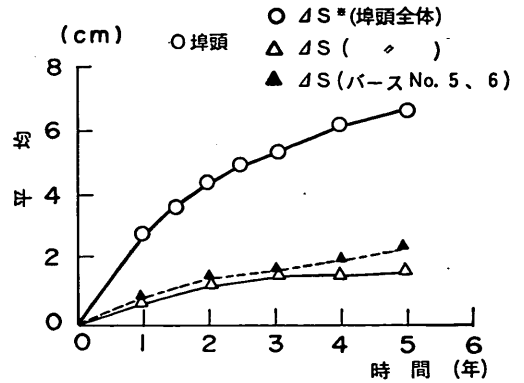


図-43(c) 不同沈下量  $\Delta s^*$  とメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の統計的性質

れるが沈下の凹凸がほぼ 80m ごとに生じているということである。

図-43(c) は不同沈下量  $\Delta s^*$  とメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の統計的性質をまとめたものである。 $\Delta s$  についてはシミュレーションとの比較のためバース No. 5, 6 の範囲のみについても整理している。図のように  $\Delta s^*$  は  $\Delta s$  の約 3~4 倍になっているが、これは  $\Delta s^*$  が不同沈下

幅  $L^*$  (平均80m) に対するものであり、 $\Delta s$  はメッシュの幅 20m に対するものであることによる。図のように不同沈下量の変動係数はいずれも 0.7 以上最大 1.5 と非常に大きくなっている。

図-43(d) は不同沈下量と平均沈下の比である不同沈下率を比較したものである。図のように各時間において不同沈下率の平均および標準偏差, 変動係数はほぼ一定

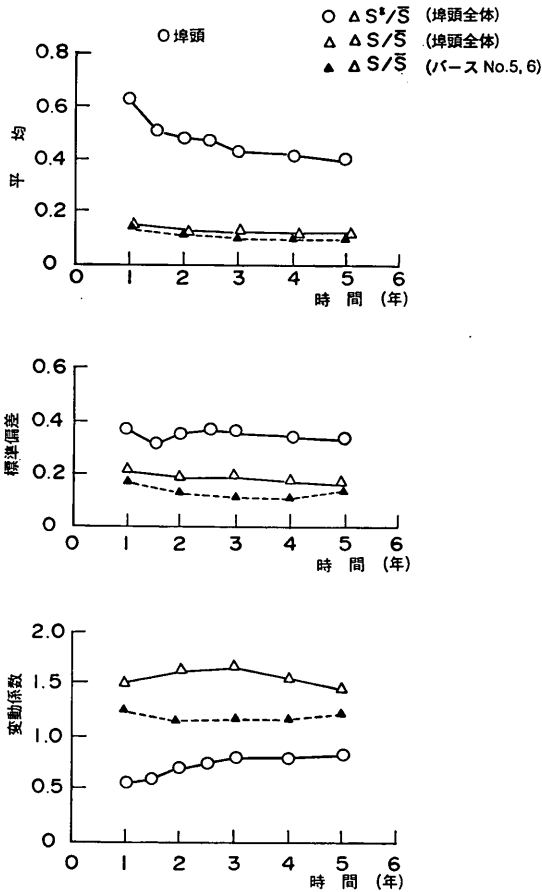


図-43(d) 不同沈下率

の値を示す傾向がある。このことは、不同沈下率が、不同沈下量を評価する指標として有用であることを示している。図より  $\Delta s$  に関する平均不同沈下率  $r_{mean}$  を求めると埠頭全体ではほぼ 0.12, No.5 および 6 パースについては 0.09 である。

次にパース No.5 と 6 について FUTO88 によるシミュレーションを行った結果を示す。図-44 は計算に用いた地盤定数と載荷(埋立)モデルである。地盤に関する条件は O 埠頭の建設時に実施された土質調査結果を統計的に整理して決定した。なお、埠頭の土質調査は海岸線にそって約 100m おきに実施されており、沈下が実測された背後の埋立地における土質調査はほとんど行われていなかった。したがって海岸線の 5 本のボーリングデータから解析の対象とした 600m x 300m の範囲の土性や粘土層厚を推定せざるをえなかった。図-44 のようにパース No.5 と 6 の地盤では粘土層の層厚をそれぞれ 25m, 30

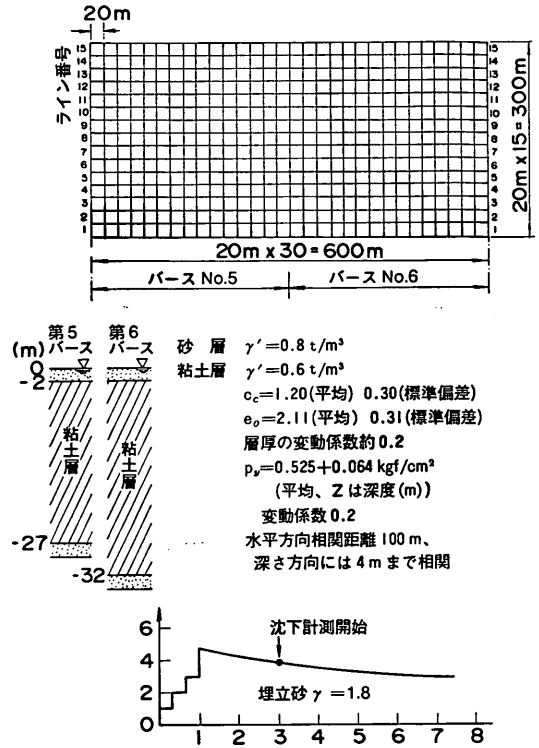


図-44 シミュレーションに用いた地盤定数と載荷モデル

m としたが、これは海岸部での値であり埋立地内部での不確実性を考えて層厚の変動係数は 0.2 とした。また、本事例では埋立工程に関する詳しい記録を入手することができなかったため、各埠頭の竣工時期から非常に大きざっぱな載荷モデルを設定せざるをえなかった。シミュレーションにおいては沈下の測定が開始された時期を基準とし、その後発生する残留沈下についての解析を行い実測結果と比較した。試行回数は 50 回である。

図-45(a)~(k) は 50 回の試行のうち 10 回(ケース 1~10)として示した) についてライン No.9 における計算結果を示し実測値と比較したものである。また、図-46 はケース 1 およびケース 2 について計算結果から最終観測時における沈下コンター図を描き、実測値から求められたコンターと比較したものである。すでに述べたように FUTO88 はモンテカルロシミュレーションであり、同一の条件で多数の試行を繰り返すものである。実測の結果(あるいは実際にあられる沈下)は、いわばこれらの多数の試行の中のどれかに対応していると考えられるが、それを特定することはできない。しかし、こ

数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用

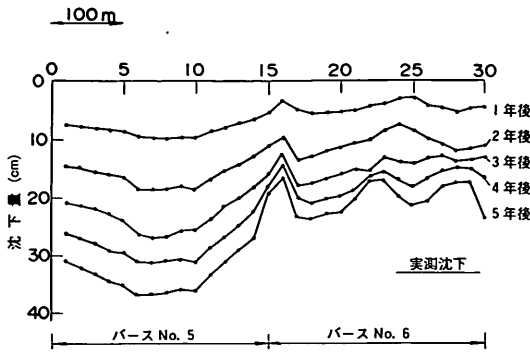


図-45(a) ラインNo.9における沈下量(実測沈下量)

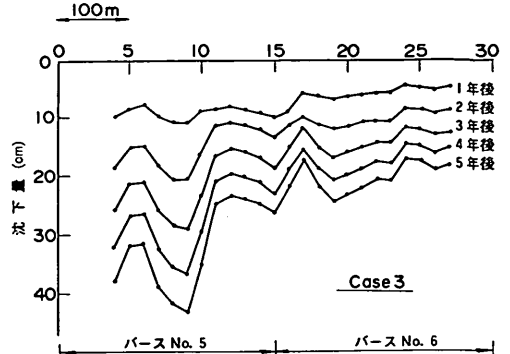


図-45(d) ラインNo.9における沈下量(計算ケース3)

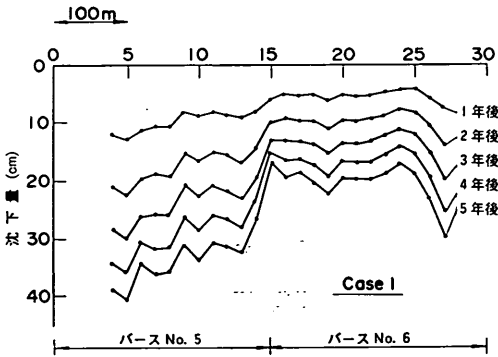


図-45(b) ラインNo.9における沈下量(計算ケース1)

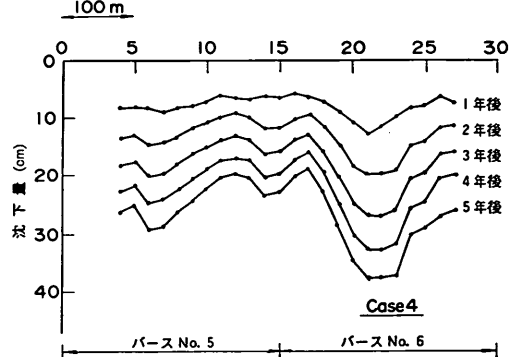


図-45(e) ラインNo.9における沈下量(計算ケース4)

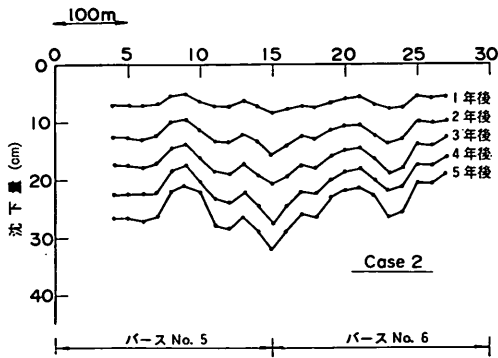


図-45(c) ラインNo.9における沈下量(計算ケース2)

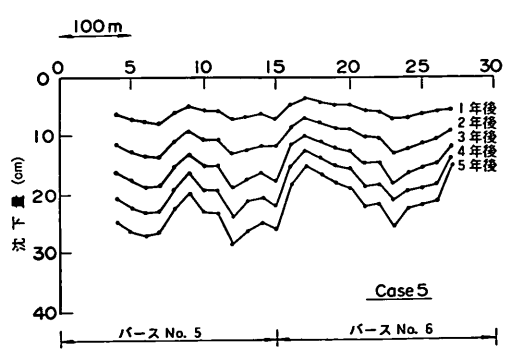


図-45(f) ラインNo.9における沈下量(計算ケース5)

これらのシミュレーションによる各試行はそれぞれ仮定した土質条件の確率モデルおよび载荷条件を満足するものであり、沈下量の統計的性質は実際の沈下と対応すると考えられる。図-45および図-46をみると各ケース(試行)ごとに計算に用いられた土質定数が異なるため、沈下の形態はそれぞれに大きく異なっている。しかし、50回の試行の結果を平均することによりシミュレーション

で用いた地盤条件の確率モデルの沈下の統計的性質への一般的な影響が明らかになると考えられる。

図-47(a)は、各試行ごとにそれぞれの経過時間ごとの沈下量平均、標準偏差、変動係数を求めそれらを50回の試行回数について平均し、実測結果と比較したものである。図のように計算された沈下量の統計的性質をみると、実測に比べやや小さなばらつきを与えているもの

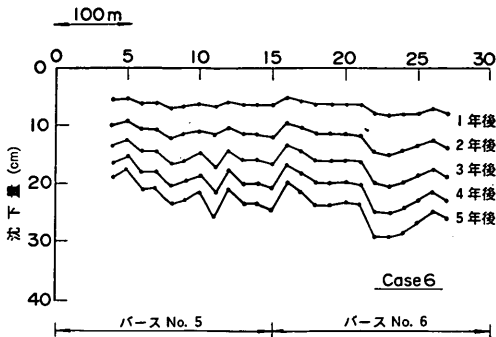


図-45(g) ラインNo.9における沈下量(計算ケース6)

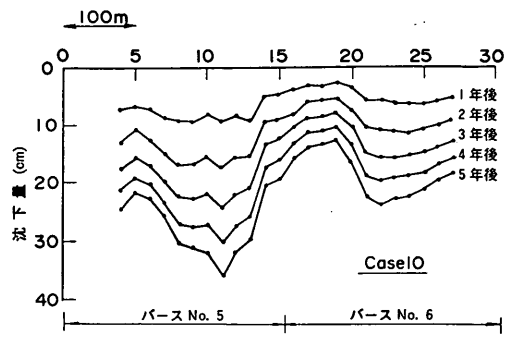


図-45(k) ラインNo.9における沈下量(計算ケース10)

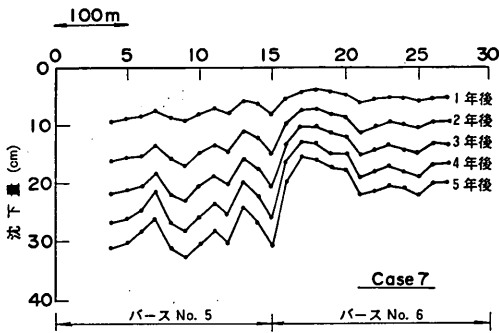
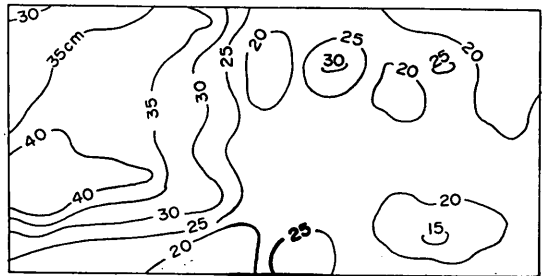


図-45(h) ラインNo.9における沈下量(計算ケース7)



実測沈下

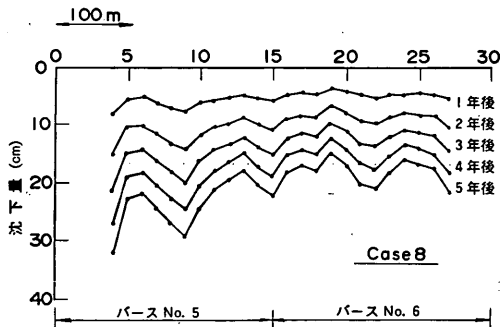
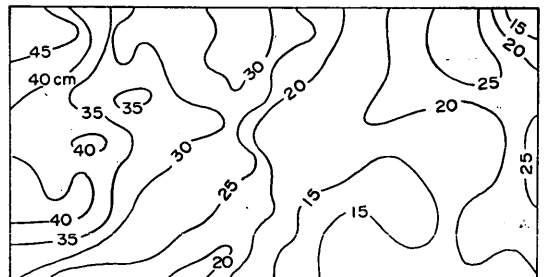


図-45(i) ラインNo.9における沈下量(計算ケース8)



計算沈下例(ケース1)

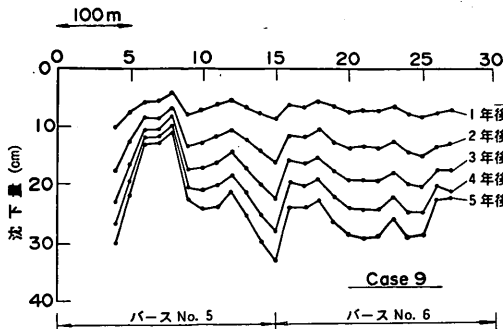
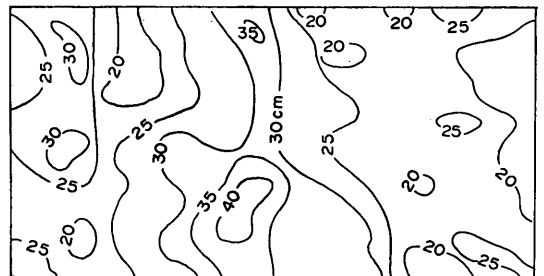


図-45(j) ラインNo.9における沈下量(計算ケース9)



計算沈下例(ケース2)

図-46 沈下コンター図

の、全体としては、バース No. 5, 6 での実測沈下量の統計的性質によく対応している。図-47(b)は同様に各試行ごとに、それぞれのメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の平均、標準偏差、変動係数を求め、それらを50回の試行回数について平均し、実測結果と比較したものである。図のように計算され不同沈下量の平均は実測とよく一致するが、標準偏差、変動係数は実測よりも小さくなっている。図-47(c)は同様に最大不同沈下量と比較したも

のであるが、計算結果は実測の50~70%となっている。図-47(d)は、平均不同沈下率と最大不同沈下率について計算結果から求めた期待値  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  と実測結果とを比較したものである。図をみると計算結果において

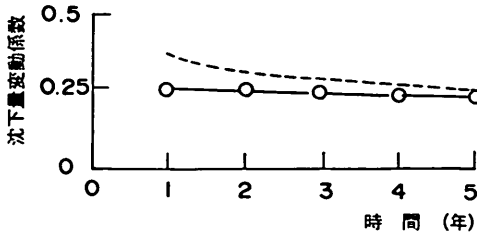
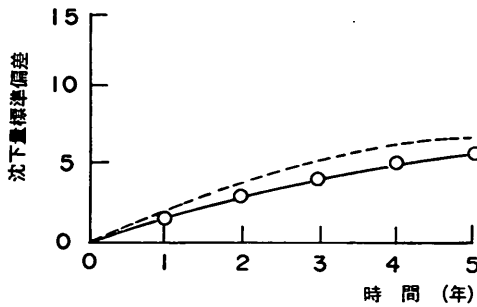
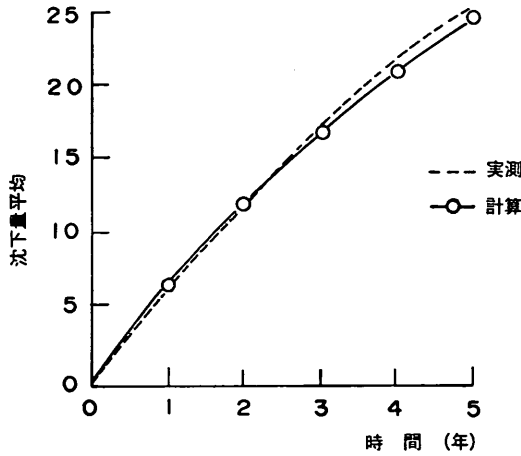


図-47(a) 沈下量の平均、標準偏差、変動係数の比較

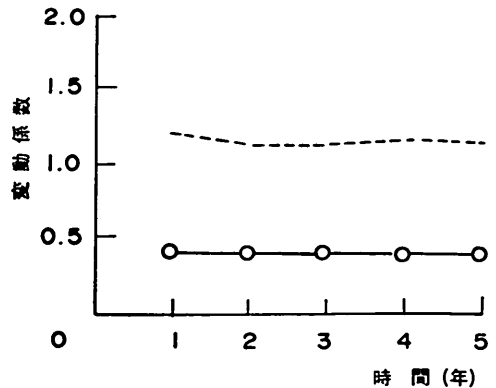
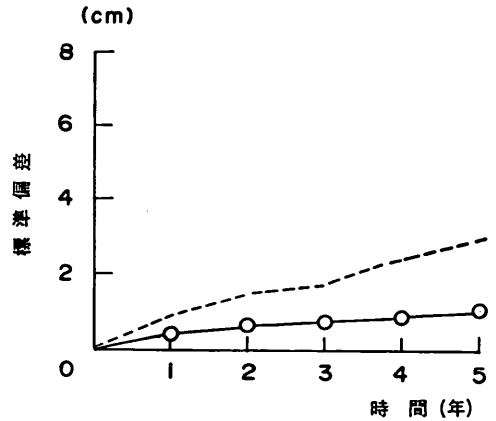
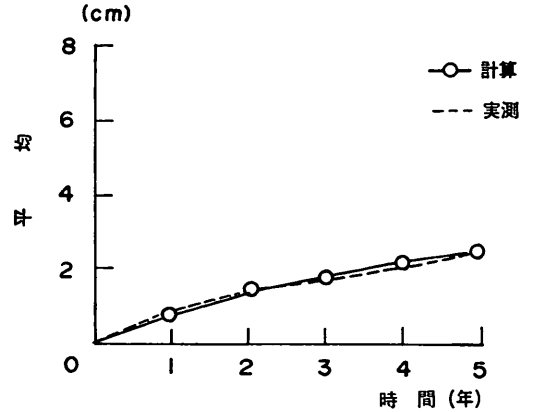


図-47(b) メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の平均、標準偏差、変動係数



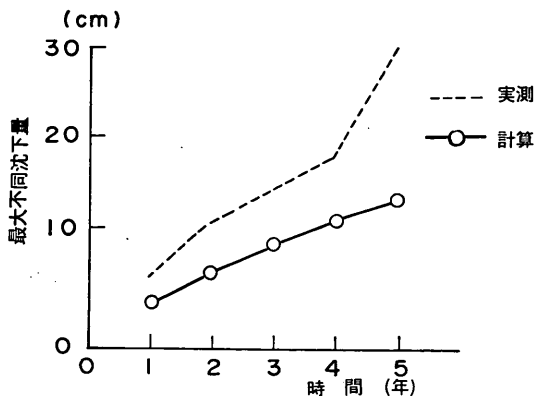


図-47(c) 最大不同沈下量の比較

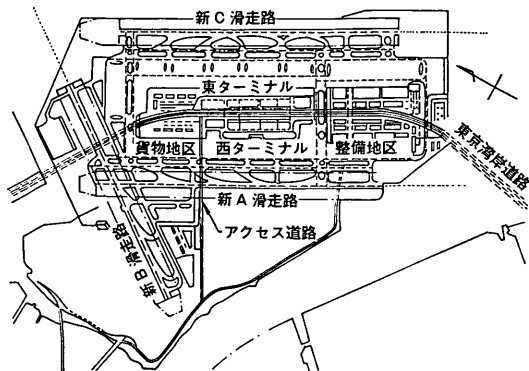


図-48 東京国際空港沖展開事業の概要

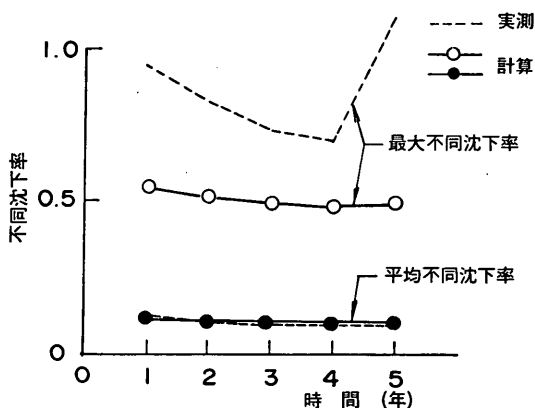


図-47(d) 平均不同沈下率と最大不同沈下率の比較

ている。すでに第1期工事は終了し、昭和63年7月に新A滑走路の供用を開始した。現在進められている第2期およびその後の第3期工事は現空港前面の海面を埋立てて造成した超軟弱な地盤での工事となるため、空港建設後の不同沈下の予測と対策は、各種の空港施設を適切に設計する上できわめて大きな技術課題となっている。このため、1期工事中に空港内に多くの沈下観測地点を設定して工事の進行にともなって継続的に沈下の観測を行い、この地域での不同沈下の特性を調査した。ここでは1期工事中に観測された沈下データを統計的に解析するとともに、FUTO 88による予測結果との比較を行ってシミュレーション手法の適用性を検討した。

図-49に羽田地区の代表的な地盤構成を示す。図のようにこの地区は表層から次のような土層によって構成されている。

- BS層：東京湾周辺の建設現場から発生した土砂、がれきなどによって形成される。
- AC<sub>1</sub>層：東京湾内で浚渫されたヘドロが捨て込まれ堆積したものである。一部は未圧密状態と考えられる超軟弱地盤である。
- AS層：沖積砂層、N値 2~5
- AC<sub>2</sub>層：自然に堆積した沖積粘土層であり、 $q_u$  は 1.0

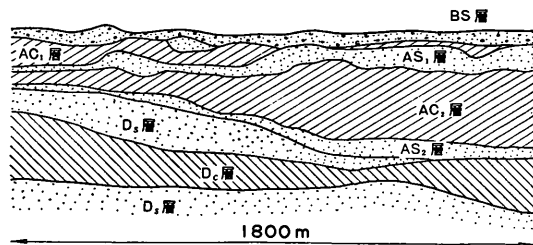


図-49 羽田地区の地盤構成

も実測値の場合と同様に、平均不同沈下率は経過時間、したがって沈下量によらずほぼ一定となる。このような傾向は一致するが平均不同沈下率、最大不同沈下率とも計算結果は実測に比べてやや小さくなっている。

以上、O埠頭について実測沈下の統計的性質とシミュレーション結果を比較すると、計算はやや沈下量のばらつきを、すなわち不同沈下を小さく与えているが、全体の傾向はよく一致しているといえる。計算結果のばらつきが小さかった原因は、計算に用いた荷条件が実際の荷条件と異なり均一であったことによると考えられる。

### 3.3 東京国際空港の事例

首都圏の増大する航空需要と周辺の騒音問題に対処するため東京国際空港（羽田空港）の沖展開事業が運輸省第二港湾建設局によって実施されている。図-48に事業の概要を示すが、事業は全体を3つに分け新A滑走路の建設が第1期工事、東京湾岸道路及びエプロンとターミナル地区の建設が第2期、新B、C滑走路および東側のエプロンとターミナル地区を第3期工事として進められ

数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用

から  $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲にある。

Dc層：洪積粘土層で  $q_u$  は  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  から  $2.5 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲にある過圧密粘土である。

東京国際空港（羽田空港）の沖合展開事業においては

超軟弱な  $A_{c1}$  層についてはすべて地盤改良されることになっており、したがって空港開港後の不同沈下の対象となるのは主に  $A_{c2}$  層以下の層の沈下である。

図-50は、この地域で実施された土質調査の位置を示

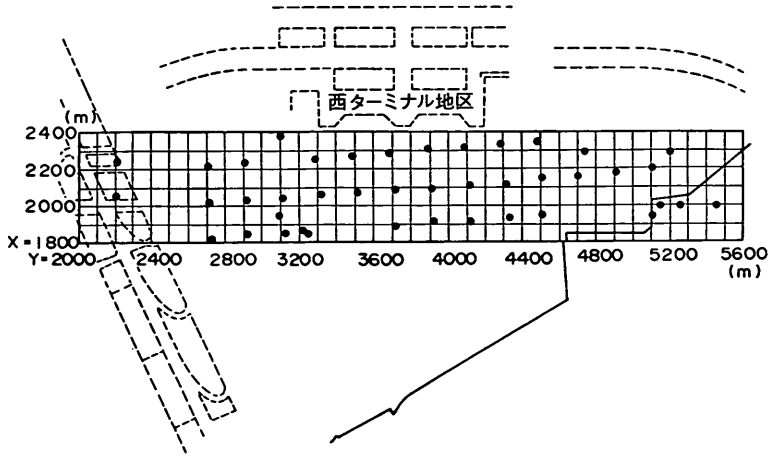


図-50 土質調査の位置

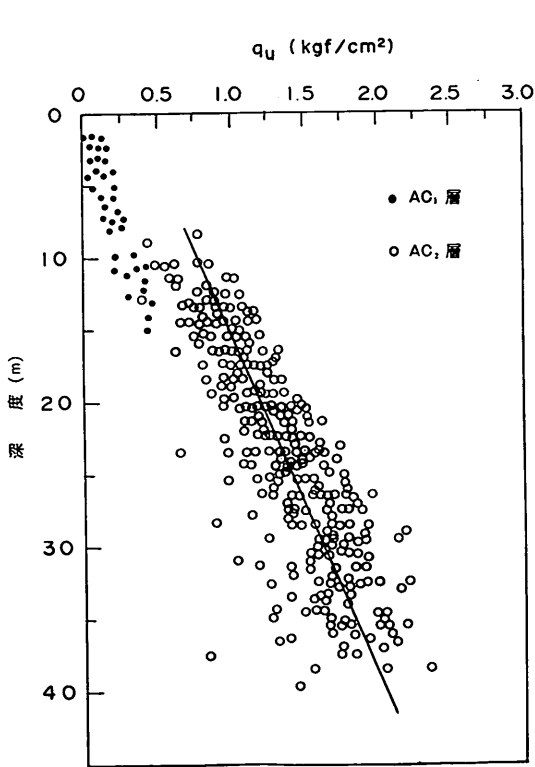


図-51(a) 一軸圧縮強度と深度の関係

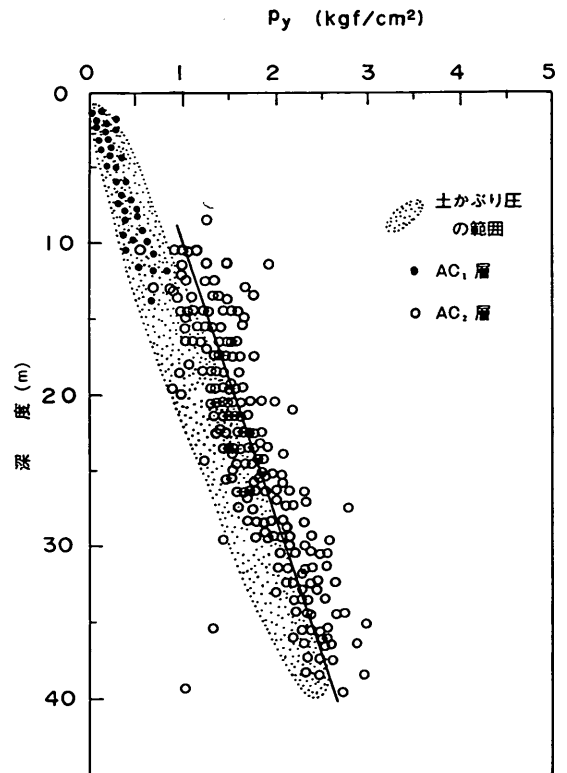


図-51(b) 圧密降伏圧力と深度の関係

している。図-51(a),(b)は深度と一軸圧縮強度  $q_u$ 、圧密降伏圧力  $p_y$  の関係である。図のように  $q_u$  はほぼ深度とともに増加する傾向を示し、また  $p_y$  は土かぶり圧よりもやや大きくなっている。図-52(a),(b),(c)はそれぞれ  $Ac_2$  層の圧縮指数、初期間隙比および圧密係数のヒストグラムを示す。図より  $C_c$ 、 $e_0$  については正規分布が適合し、 $c_v$  については対数正規分布が適合することがわかる。

図-53に1期工事での沈下測定点の位置を示す。また図中には図のように各測定点はお互に50~200mの距離で分布する。沈下の測定方法は次のとおりである(図-54)。

- ①沈下板：表層の沈下量のみ測定したもの
- ②層別沈下計(その1)：表層と  $Ac_2$  層上部の沈下を測定したもの
- ③層別沈下計(その2)：表層と  $Ac_2$  層の上部および

下部での沈下を測定したもの  
1期工事においては、まず  $Ac_1$  層にペーパードレーンを打設した後、建設残土によって埋立が行われた。埋立は約2年間にわたって実施されたので埋立の時期は場

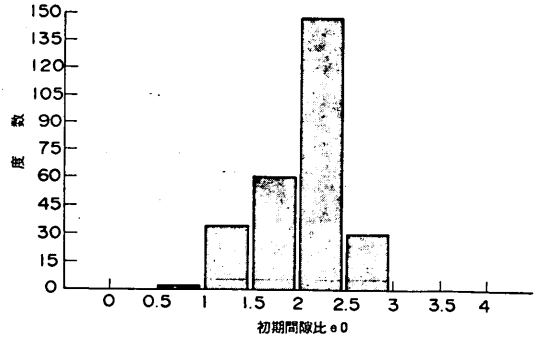


図-52(b)  $Ac_2$  層の初期間隙比のヒストグラム

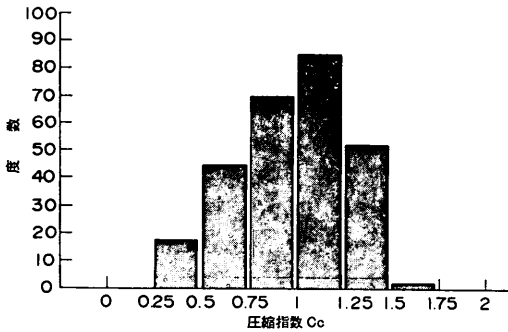


図-52(a)  $Ac_2$  層の圧縮指数とヒストグラム

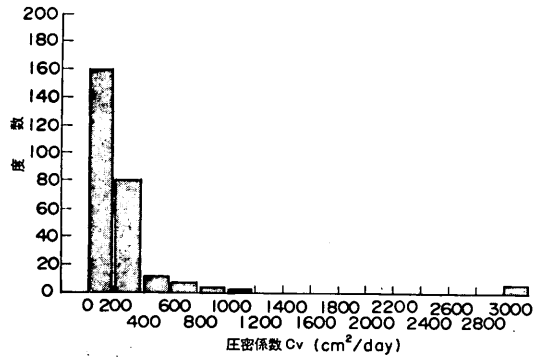


図-52(c)  $Ac_2$  層の圧密係数のヒストグラム

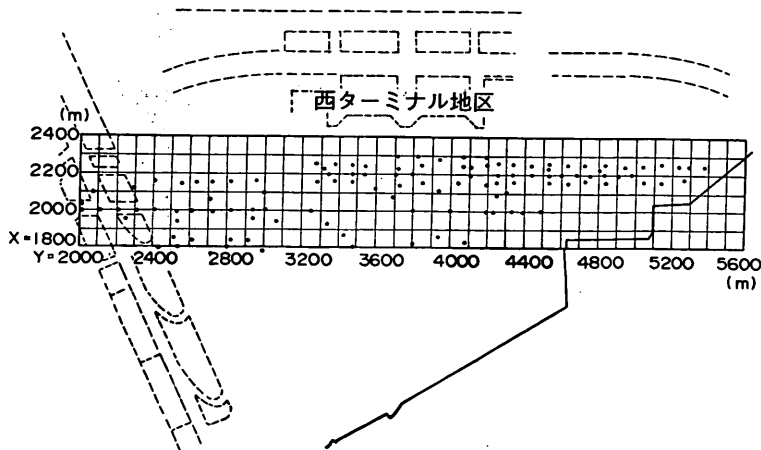


図-53 沈下観測点の位置

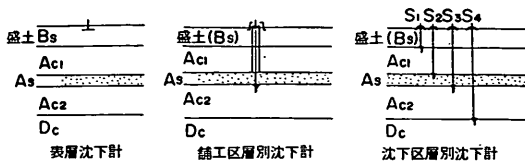


図-54 沈下の測定方法

所によって異なっているが、地表面高さの経年変化の記録にもとづいて分類すると 図-55(a)のように12の地域に分け、それぞれについて時間と埋立高さの関係を 図-55(b)のようにモデル化することができた。

図-56には、層別沈下計による測定結果の一例を示す。図のように、Ac<sub>1</sub>層の沈下はペーパードレインの効果によって埋立完了後ほぼ3カ月程度で終了しており、その後はAc<sub>2</sub>層の沈下が支配的となる。このように埋立直後を除けば不同沈下は主にAc<sub>2</sub>層の沈下によって生じることは明らかである。また、Ac<sub>1</sub>層の沈下は埋立後に急速に生じるため、地表面の埋立時期の違いに敏感に影響されるのでAc<sub>1</sub>層の沈下を正確に解析するには 図-55よりより詳細な空港内各地点での埋立履歴が必要となる。これに対してAc<sub>2</sub>層の沈下は比較的ゆっくりと生じるため埋立時期の多少の変動にはあまり影響されないと考えられる。広大な工事区域においてそれぞれの場所ごとに埋立時期を正確に調べ、それぞれについて解析することは困難であったので、ここではAc<sub>2</sub>層の沈

下のみを解析の対象とすることにした。

まず、それぞれの沈下測定点における沈下量のデータからAc<sub>2</sub>層の時間と沈下の関係を抽出した。表面の沈下のみを計測した沈下板のデータについては、周辺の層別沈下計の記録にもとづいてAc<sub>1</sub>層の沈下とAc<sub>2</sub>層の沈下に分離した。また、D<sub>c</sub>層以下の沈下は 図-56に見られるように上部の層に比べてわずかであるので、Ac<sub>2</sub>層の沈下に含めて考えることにした。

実測された沈下量はそれぞれの計測時期および計測の頻度が異なるため、そのままでは統計的な整理を行いくい。そこで、解析日を新たに設定しそれぞれの解析日ごとの沈下量を計測された沈下量から補間して求めた。補間には双曲線法を用いている。設定した解析日は昭和61年1月1日から昭和63年1月1日までの1カ月ごととした。

また、図中には以下の解析の便宜のためX、Yの座標を設定している。図-53をみると、各沈下測定点の位置はランダムにばらついている。沈下データの統計的処理を機械的に行いうるようにし、またFUTO88を用いたシミュレーション結果との比較を容易にするため、O埠頭の場合と同様に 図-57(a)(b)のようなメッシュを観測地域全体に設定し、実測データをメッシュ上の点での沈下データとして変換した。沈下測定点の密度に差があるので、メッシュは図のように100mメッシュ（一期工事全体をカバーするメッシュ）と50mメッシュ（部分的に沈下測定点の密度が高い地域のメッシュ）の2通りを設定し、それぞれについて整理を行った。

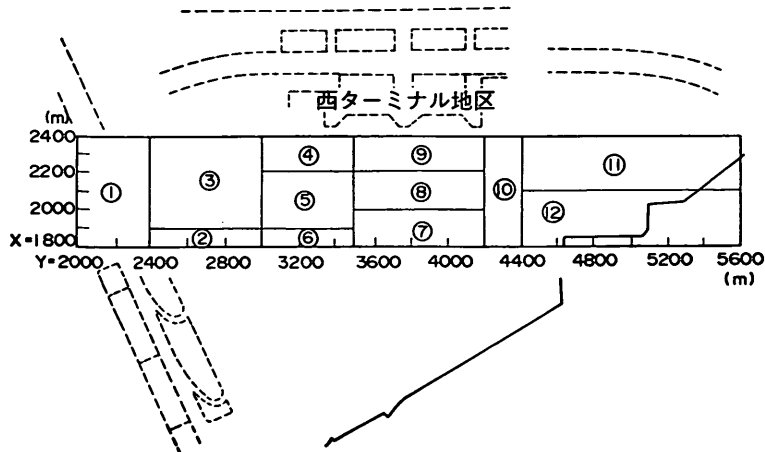


図-55(a) 埋立時期によるグループ分け

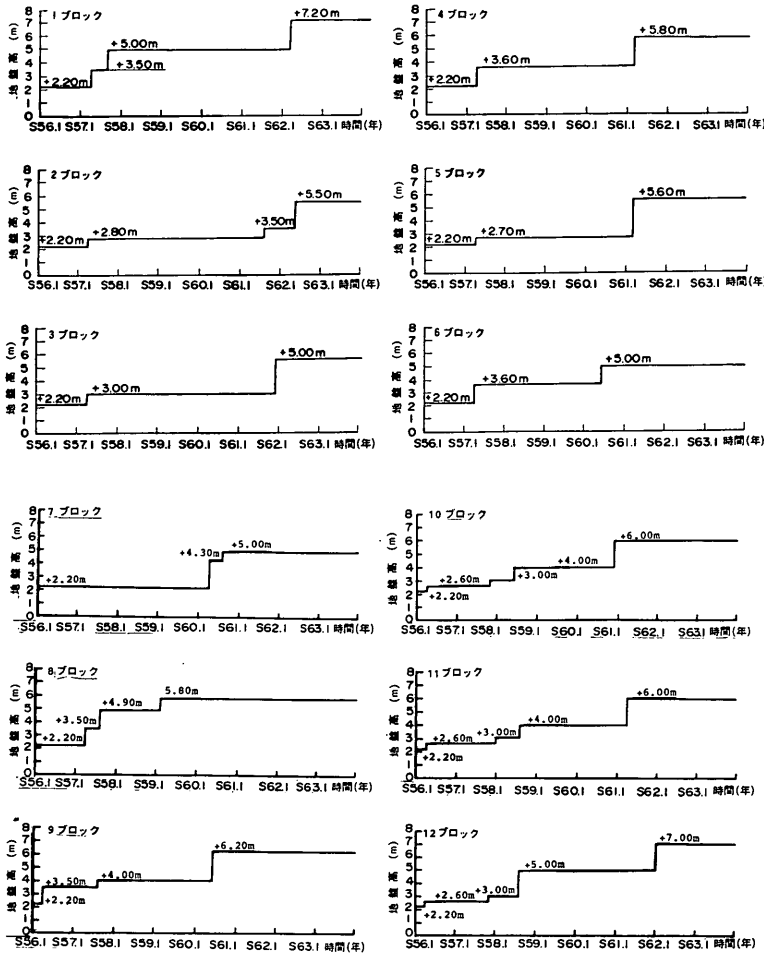


図-55(b) グループごとの载荷パターン

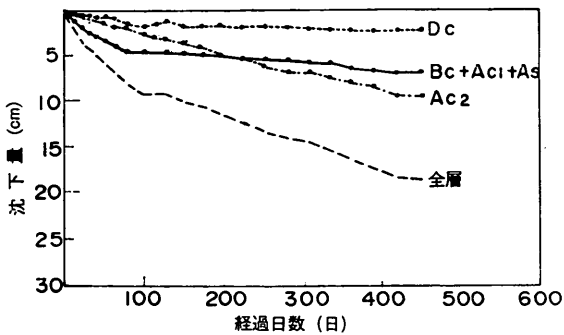


図-56 層別沈下計の測定例

(1) 100m メッシュの解析結果

昭和61年7月1日を基準として昭和63年1月1日まで1カ月ごとに解析を行った。図-58はAc<sub>2</sub>層以下の沈下コンターで、図-59には対応する時間での沈下見取図を示す。また、図-60(a)~(d)は測線X=1950m, 2050m, 2150m, 2250m, での不同沈下発生状況を示す。これらの図から解析基準日以後の絶対沈下量は新A滑走路のY座標(3200~3300)付近にピークが現われ座標(4100~4200)付近で最も小さい。最終解析までの18カ月間で不同沈下量の最大は23cm, 不同沈下幅はおおむね200~400mのものが支配的である。

図-61に全体の平均沈下量, 標準偏差, 変動係数の経時変化を示した。図をみると平均沈下量の増加に伴い標準偏差は増加し, 変動係数は計測開始直後においては大

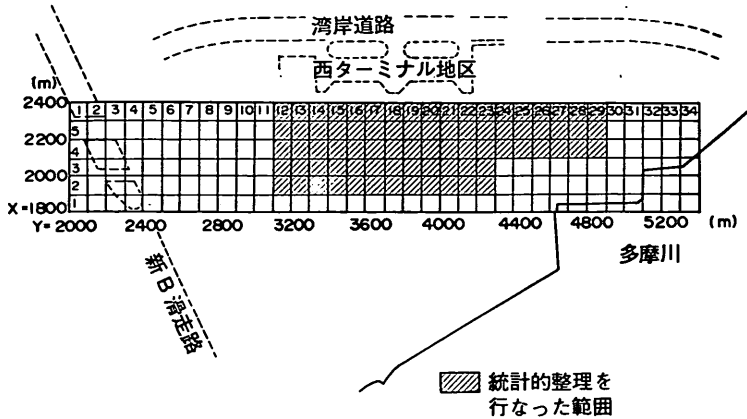


図-57(a) メッシュの設定 (100mメッシュ)

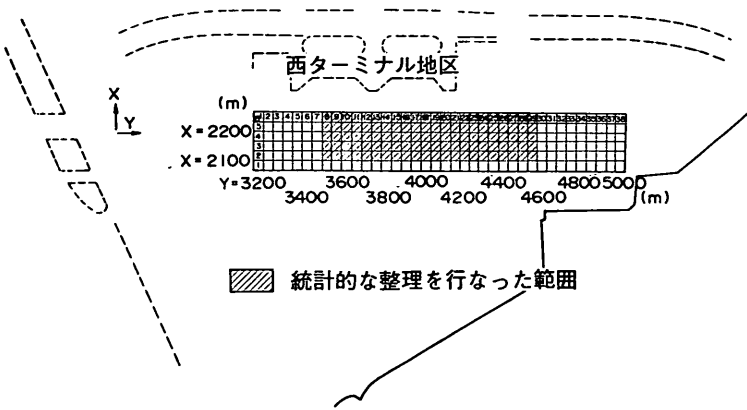


図-57(b) メッシュの設定 (50mメッシュ)

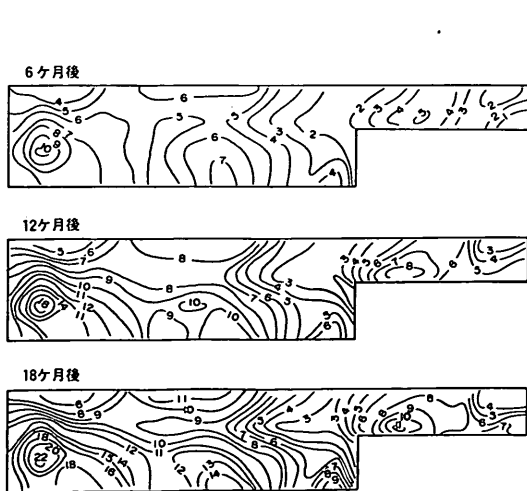


図-58  $Ac_2$  層以下の沈下コンター (100mメッシュ)

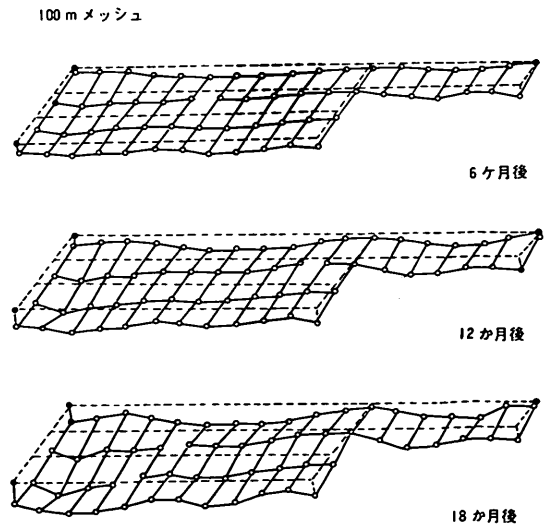


図-59 沈下見取図 (100mメッシュ)

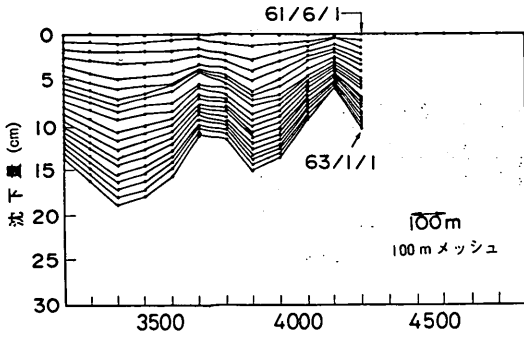


図-60(a) 測線にそっての沈下状況 (X=1950m)

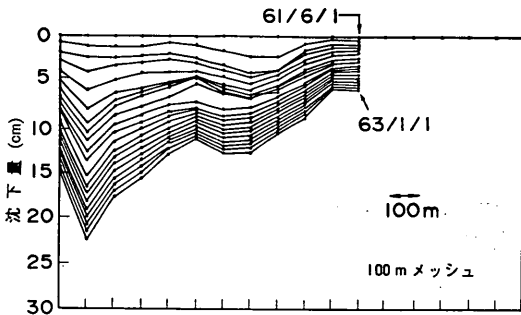


図-60(b) 測線にそっての沈下状況 (X=2050m)

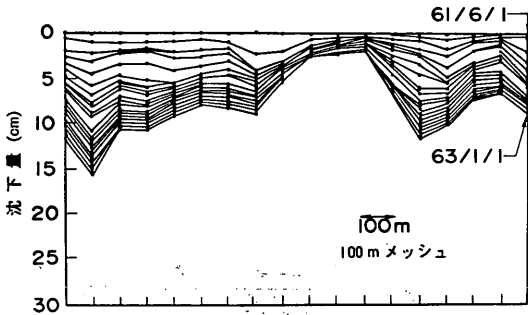


図-60(c) 測線にそっての沈下状況 (X=2150m)

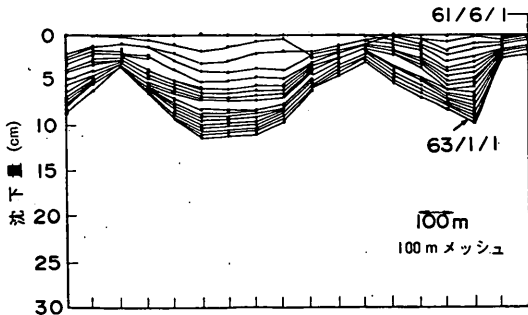


図-60(d) 測線にそっての沈下状況 (X=2250m)

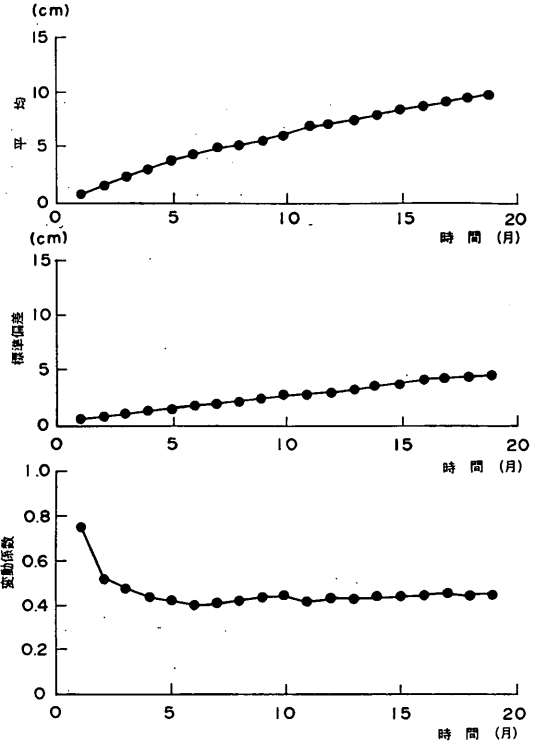


図-61 沈下量の平均, 標準偏差, 変動係数の経時変化

きいが、徐々に小さくなり、ほぼ 0.4 で一定となっている。同様に各諸元についてそれぞれ平均と標準偏差, 変動係数の経時変化を求めた。

① 不同沈下幅  $L^*$  (図-62(a))

沈下は100mメッシュで求められているので  $L^*$  は100m 単位でしか求められないが、平均はほぼ 200m で一定であった。標準偏差はほぼ 100m であり、したがって沈下の凹凸はほぼ100~300mごとに生じている。

② 不同沈下量  $\Delta s^*$  およびメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  (図-62(b))

$\Delta s^*$  の平均値は時間の経過とともに増加し、標準偏差も増加する傾向にあるが、変動係数は減少する傾向を示す。 $\Delta s$  の平均は時間とともに直線的に増加し、観測終了時では最大 2cm であった。変動係数は 0.6~0.9 の間にありほぼ一定である。

③ 沈下勾配  $G^*$ ,  $G$  (図-62(c))

$G^*$  および  $G$  ともに平均値は時間の経過とともに増加する傾向にある。18ヵ月間に  $G^*$  の平均は 0.023%,  $G$  の平均は 0.020% であった。変動係数はそれぞれ 0.75 程度に収束しているようである。

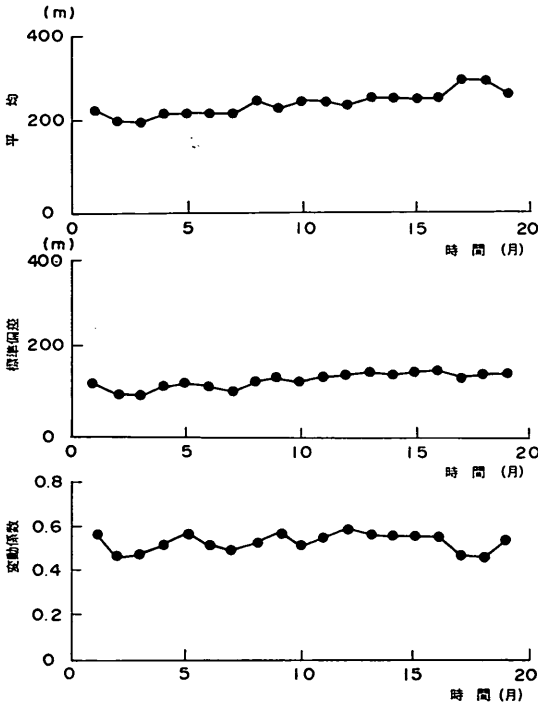


図-62(a) 不同沈下幅  $L^*$  の統計的性質

④ 曲率半径  $R_1, R_2$  (図-62(d))

時間とともに減少傾向を示すが、18ヵ月後で  $R_1=270$  km,  $R_2=130$ km と非常に大きな値を示す。○埠頭の場合と同様にメッシュ間の不同沈下から 図-42 によって求めた  $R_2$  が一個の沈下の山と谷から求めた  $R_1$  よりも小さくなっている。

⑤ 平均不同沈下率  $r_{mean}$  と最大不同沈下率  $r_{max}$  (図-62(e))

○埠頭の事例と同様に、計測開始から5ヵ月を経過すると  $r_{mean}$  は 0.2,  $r_{max}$  は 0.8 の付近ではほぼ一定になっている。

以上のように不同沈下は 100~300m の幅で生じ、不同沈下量は平均沈下量とともに増加する。

(2) 50mメッシュの解析結果

図-57(b) に示す範囲において、昭和61年1月1日より昭和63年1月1日までの解析期間中1ヵ月ごとに解析を行った。最終解析日の沈下コンターおよび沈下見取図をそれぞれ 図-63, 64 に示す。また、 図-65(a), (b), (c), (d) は測線  $X=2125m, 2175m, 2225m, 2275m$  での不同沈下発生状況を示す。

不同沈下の発生は前述した 100mメッシュ区間と同様の形状を示すが、不同沈下幅はおおむね 50~250m のも

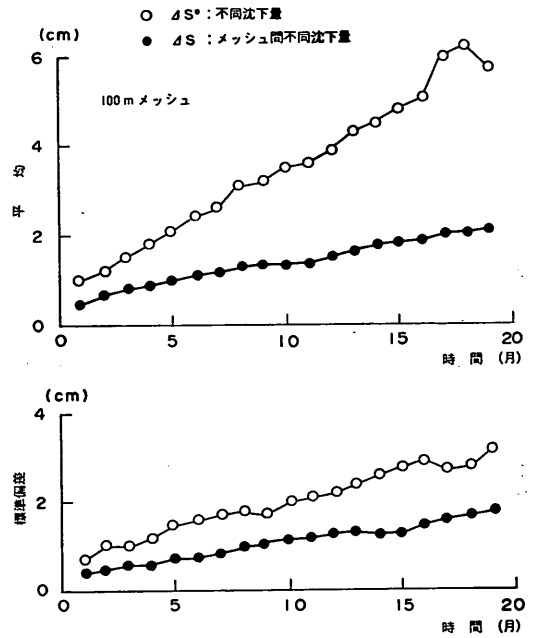


図-62(b) 不同沈下量  $\Delta s^*$ , メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の統計的性質

のが支配的となり、最終解析日までの2年間の不同沈下量は最大 20cm である。

図-66 は沈下量の平均、標準偏差および変動係数の経時変化を示したものである。図をみると平均沈下量の増加に伴い標準偏差は増加する傾向にある。変動係数はほぼ 0.4 に落ち着くと予想される。

以下に、不同沈下の諸元についてまとめると次のようになる。

① 不同沈下幅  $L^*$  (図-67(a))

50m ごとに沈下が求められているので  $L^*$  は 50m 単位で求められる。 $L^*$  の時間的な変化はあまりなくほぼ一定で 150m 程度が平均値である。標準偏差はほぼ 150m であり、 $L^*$  が 50~300m の範囲でばらついていることを示す。



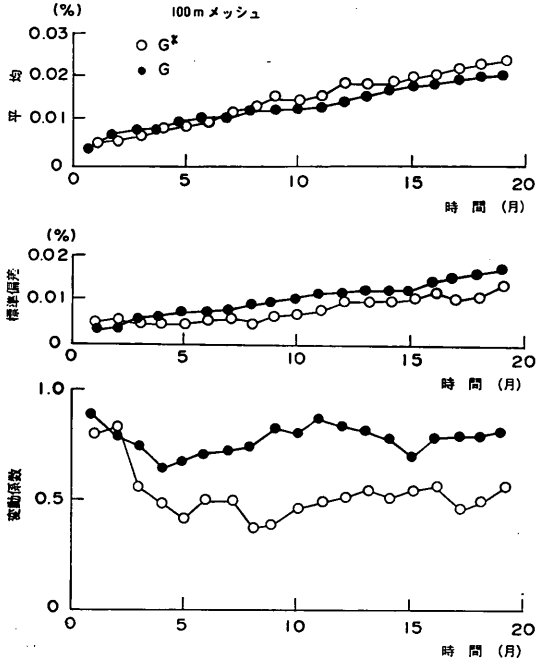


図-62(c) 沈下勾配の統計的性質

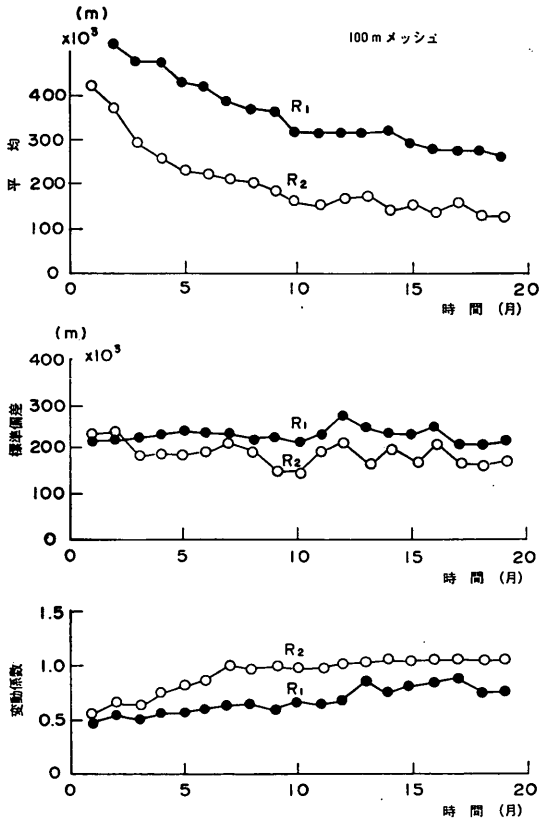


図-62(d) 曲率半径  $R_1$ ,  $R_2$  の統計的性質

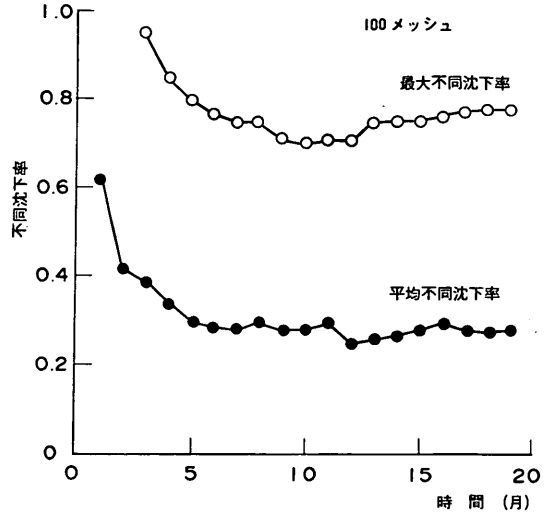


図-62(e) 平均不同沈下率と最大不同沈下率

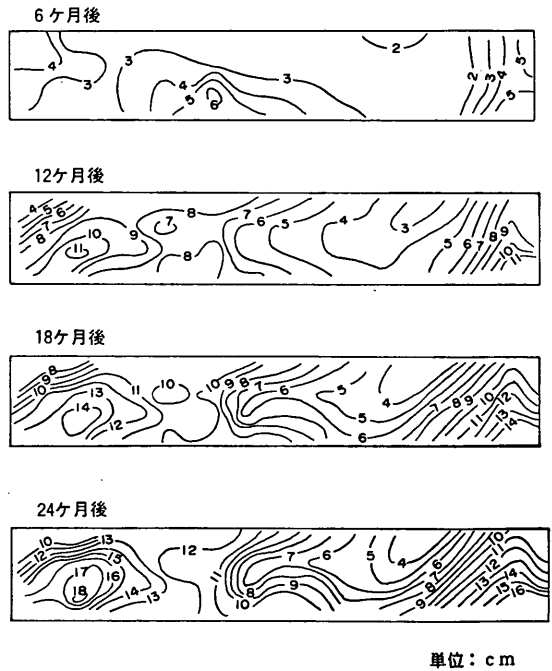
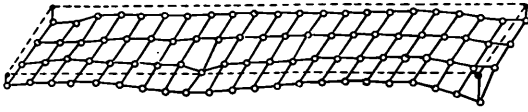


図-63 沈下コンター図 (50mメッシュ)

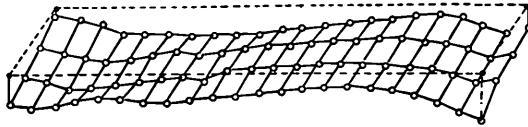
② 不同沈下量  $\Delta s^*$  とメッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  (図-67(b))

平均値と標準偏差が時間とともに増加する傾向はこれまでの事例と同様である。変動係数は100mメッシュの場合に比べてやや大きいがおおむね0.6から0.9の範囲にある。

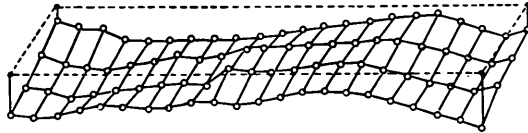
50 m メッシュ



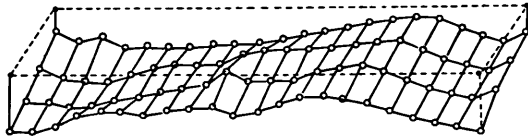
6 か月後



12 か月後



18 か月後



24 か月後

図-64 沈下見取図 (50mメッシュ)

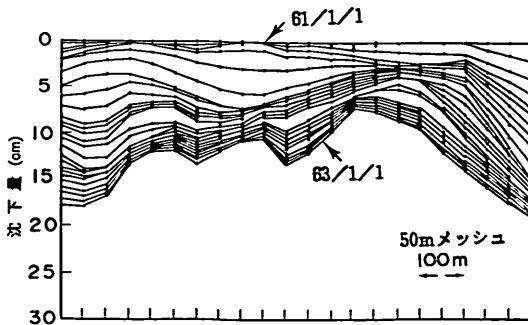


図-65 (a) 測線に沿った不同沈下の発生状況 (X=2125m)

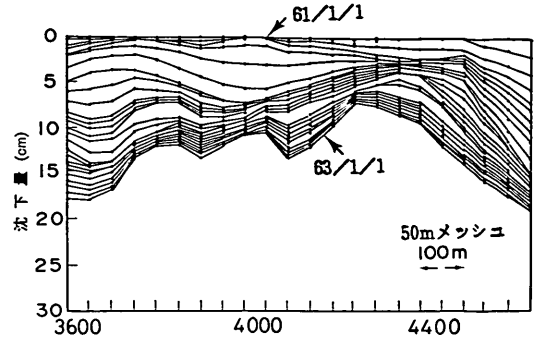


図-65 (b) 測線に沿った不同沈下の発生状況 (X=2175m)

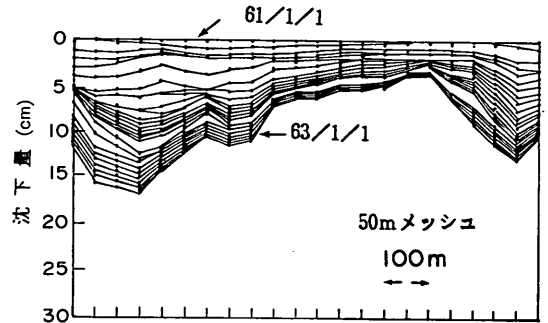


図-65 (c) 測線に沿った不同沈下の発生状況 (X=2225m)

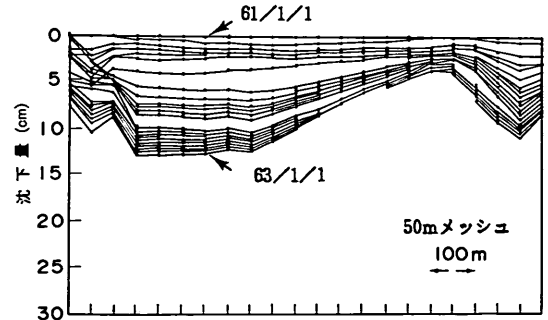


図-65 (d) 測線に沿った不同沈下の発生状況 (X=2275m)

③ 沈下勾配  $G^*$ ,  $G$  (図-67(c))

$G^*$  と  $G$  は平均値がほぼ等しく時間の経過とともに増加傾向にある。最終解析日で  $G^*$  と  $G$  ともほぼ 0.032 % である。ばらつきは、 $G$  の方が大きい。これらの傾向は 100m メッシュの場合もみられたが、不同沈下による勾配の評価を  $G$  で行うことは、 $G^*$  に比べ安全側であるといえる。

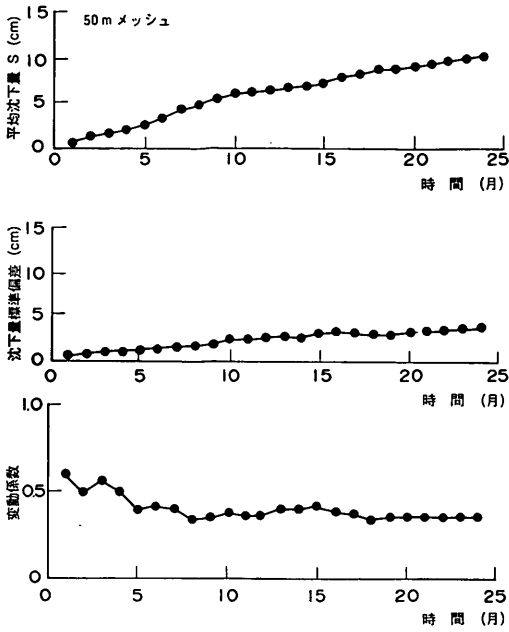


図-66 沈下量の平均, 標準偏差, 変動係数の経時変化

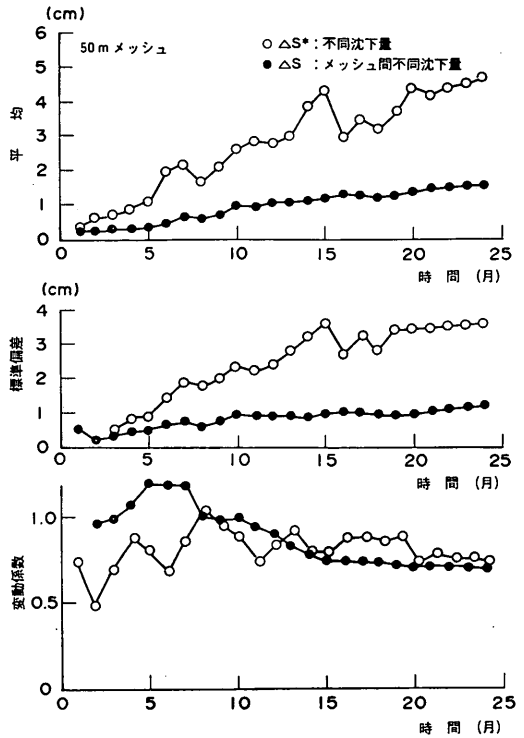


図-67(b) 不同沈下量  $\Delta S$ ,  $\Delta S^*$  の統計的性質

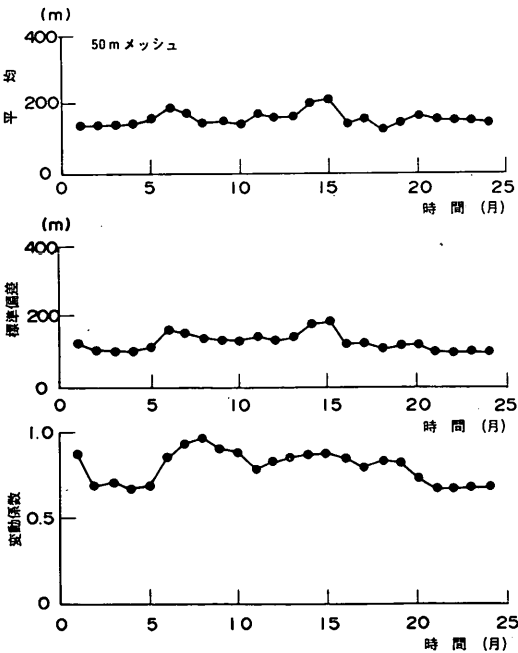


図-67(a) 不同沈下幅  $L^*$  の統計的性質

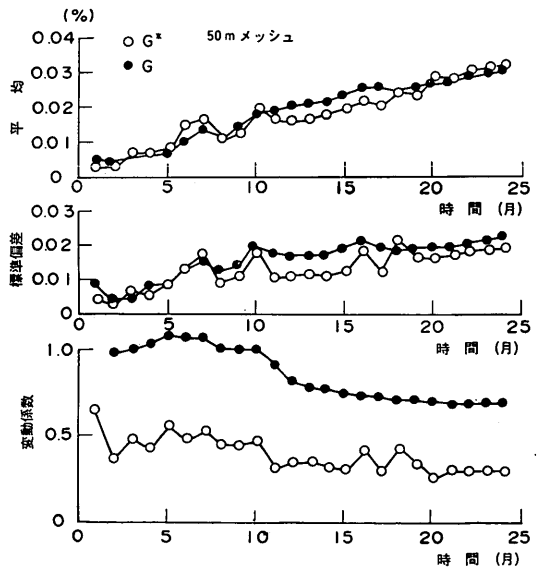


図-67(c) 沈下勾配の統計的性質

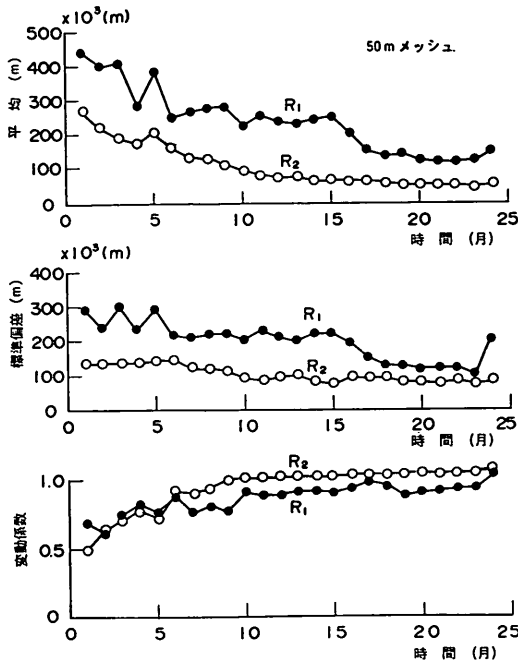


図-67(d) 曲率半径  $R_1$ ,  $R_2$  の統計的性質

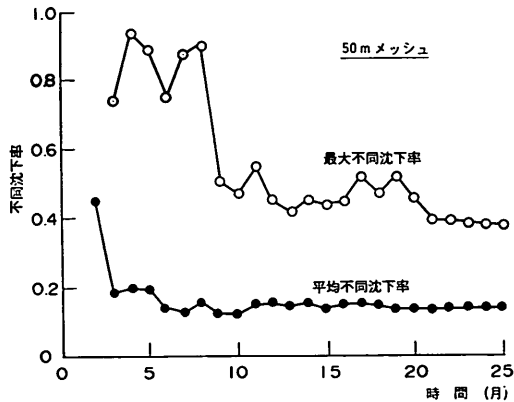


図-67(e) 平均不同沈下率  $r_{mean}$  と最大不同沈下率  $r_{max}$

④ 曲率半径  $R_1$ ,  $R_2$  (図-67(b))

時間とともに減少するが、24カ月後においても  $R_1=120\text{km}$ ,  $R_2=60\text{km}$  と大きな値になる。100mメッシュの場合と同様に  $R_2$  はほぼ  $R_1$  の  $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$  でありしたがって  $R_2$  によって曲率を評価することは安全側であるといえる。

⑤ 平均不同沈下率  $r_{mean}$  と最大不同沈下率  $r_{max}$

(図-67(e))

これまでの事例と同様に計測開始から5カ月を経過すると  $r_{mean}$  は 0.2,  $r_{max}$  は 0.4 の付近でほぼ一定になっている。

(3) FUTO88 によるシミュレーション結果

地盤のモデルは、100mメッシュ、50mメッシュのそれぞれについて 図-68(a), (b) に例示するような土質条件を用いた。(a) 図中の  $Ac_2$  における数字はそれぞれの土層の土質定数を示す(50mメッシュについては省略した)。対応する土質定数は 表-1 のとおりである。本事例では、図-50 で示した地点でのボーリングデータが得られており、各メッシュの土質条件はもっとも近いボーリング孔のものを用いた。表-1 における各定数の平均値と標準偏差は、それぞれの地点の土質調査結果を統計的に整理して決定している。表-1 の土質定数より各土質定数の変動係数を平均して求めると、圧縮指数 0.23,

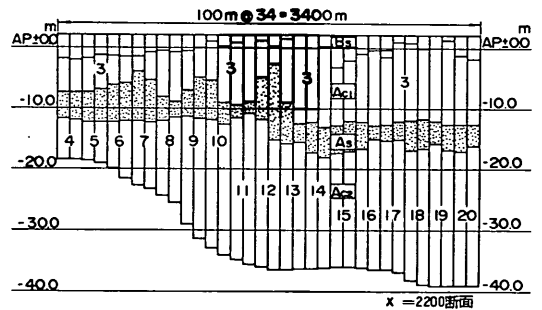


図-68(a) 土質条件の一例 (100mメッシュ)

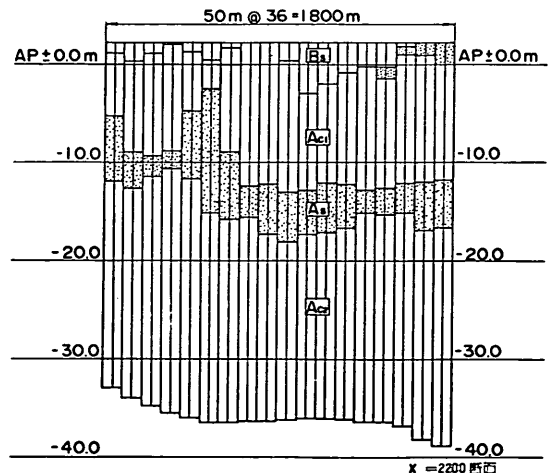


図-68(b) 土質条件の一例 (50mメッシュ)

表-1 シミュレーションに用いた土質定数 (東京空港)

	$\bar{\gamma}_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\log_{10} c_v$ (m <sup>2</sup> /min)		$C_c$		$e_0$		$p_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) = $a + b \cdot Z$ (m)		
	$\mu$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$b$	$a$	$V$
Bs	1.700	—	—	—	—	—	—	—	—	—
As	1.813	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ac <sub>1</sub>	1.509	-2.727	0.429	0.904	0.317	2.705	0.863	0.035	0.063	0.633
Ac <sub>2</sub> 1	1.600	-4.863	0.469	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
2	1.600	-4.863	0.169	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
3	1.593	-4.759	0.216	0.835	0.169	1.833	0.223	0.030	0.977	0.083
4	1.593	-4.759	0.216	0.835	0.169	1.833	0.223	0.030	0.977	0.083
5	1.643	-4.479	0.436	0.713	0.245	1.697	0.431	0.037	0.873	0.227
6	1.603	-4.670	0.303	0.781	0.263	1.814	0.402	0.041	0.666	0.223
7	1.579	-4.740	0.182	0.905	0.201	1.975	0.299	0.070	0.236	0.281
8	1.596	-4.513	0.524	0.827	0.335	1.873	0.521	0.033	0.994	0.147
9	1.596	-4.513	0.524	0.827	0.335	1.873	0.521	0.033	0.994	0.147
10	1.576	-4.701	0.235	0.904	0.301	1.912	0.436	0.050	0.694	0.224
11	1.581	-4.795	0.204	0.936	0.292	2.005	0.408	0.049	0.610	0.206
12	1.573	-4.601	0.594	0.983	0.328	2.051	0.476	0.030	1.163	0.178
13	1.578	-4.773	0.260	1.011	0.377	2.082	0.546	0.046	0.677	0.221
14	1.600	-4.863	0.169	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
15	1.600	-4.863	0.169	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
16	1.556	-4.795	0.072	0.880	0.044	2.057	0.095	0.017	1.086	0.145
17	1.556	-4.795	0.072	0.880	0.044	2.057	0.095	0.017	1.086	0.145
18	1.573	-4.797	0.341	0.968	0.379	2.120	0.260	0.050	0.375	0.174
19	1.604	-4.665	0.307	0.797	0.228	1.888	0.417	0.070	0.157	0.338
20	1.606	-4.739	0.335	0.840	0.304	1.881	0.423	0.054	0.513	0.241
21	1.568	-4.796	0.094	0.887	0.217	2.057	0.346	0.050	0.343	0.223
22	1.572	-4.838	0.164	0.887	0.209	2.067	0.362	0.073	-0.019	0.396
23	1.567	-4.769	0.196	1.030	0.373	2.136	0.499	0.080	-0.039	0.039
24	1.518	-4.862	0.082	1.158	0.109	2.269	0.164	0.084	-0.094	0.217
25	1.516	-4.837	0.094	1.136	0.261	2.252	0.360	0.055	0.414	0.185
26	1.558	-4.863	0.313	1.076	0.243	2.321	0.443	0.072	-0.137	0.365
27	1.523	-4.917	0.115	1.059	0.353	2.177	0.400	0.012	1.477	0.295
28	1.544	-4.890	0.283	1.160	0.326	2.233	0.471	0.064	0.357	0.248
29	1.545	-5.009	0.121	1.061	0.293	2.141	0.390	0.057	0.454	0.240
30	1.526	-4.865	0.394	1.111	0.243	2.269	0.357	0.019	1.612	0.056
31	1.600	-4.863	0.169	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
32	1.600	-4.863	0.169	0.795	0.035	1.846	0.092	0.023	1.044	0.036
33	1.507	-4.360	0.599	0.690	0.213	1.814	0.878	0.031	0.797	0.180
34	1.567	-4.360	0.598	0.690	0.213	1.814	0.378	0.031	0.797	0.186
35	1.582	-4.845	0.037	0.853	0.130	2.073	0.181	0.074	0.0	0.209
36	1.562	-4.908	0.179	0.878	0.103	2.037	0.171	0.070	0.043	0.231
37	1.539	-4.977	0.097	0.914	0.071	2.134	0.113	0.060	0.212	0.207
38	1.552	-4.864	0.165	0.965	0.264	2.143	0.252	0.041	0.712	0.213
39	1.532	-4.923	0.112	1.115	0.135	2.215	0.192	0.077	-0.034	0.234
40	1.493	-4.907	0.038	1.218	0.129	2.319	0.123	0.065	0.346	0.140

	$\gamma_t$ ( $t/m^3$ )	$\log_{10} c_v(m^2/min)$		$C_c$		$e_0$		$p_v(kgf/cm^3) = a + b \cdot Z(m)$		
	$\mu$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$b$	$a$	$V$
41	1.510	-4.979	0.091	1.232	0.130	2.308	0.222	0.065	0.216	0.178
42	1.511	-4.891	0.156	1.216	0.305	2.285	0.406	0.062	0.323	0.221
43	1.544	-4.833	0.246	1.060	0.368	2.126	0.435	0.075	-0.045	0.318
44	1.521	-5.181	0.128	1.162	0.179	2.442	0.276	0.081	-0.416	0.272
45	1.544	-0.890	0.282	1.160	0.326	2.233	0.471	0.064	0.357	0.248
46	1.521	-4.973	0.112	1.085	0.338	2.206	0.445	0.024	1.236	0.219
47	1.530	-5.168	0.151	1.103	0.280	2.290	0.399	0.096	-0.766	0.270
48	1.578	-4.773	0.260	1.011	0.377	2.082	0.546	0.046	0.677	0.221
49	1.534	-4.950	0.198	1.043	0.279	2.175	0.444	0.034	0.973	0.195
50	1.534	-4.950	0.198	1.043	0.279	2.175	0.444	0.034	0.973	0.195
51	1.526	-4.865	0.394	1.111	0.243	2.269	0.357	0.019	1.612	0.056

初期間隙比 0.16, 圧密係数 0.23, 圧密降伏圧力 0.20 となる。また、図-68(a), (b) に示した断面は、土質調査結果より想定されたものであるが、粘土層厚については各地点で確定されたものではないので、層厚の変動係数として 0.1 を用いた。载荷条件は 図-55(a), (b) に示したパターンを用いた。

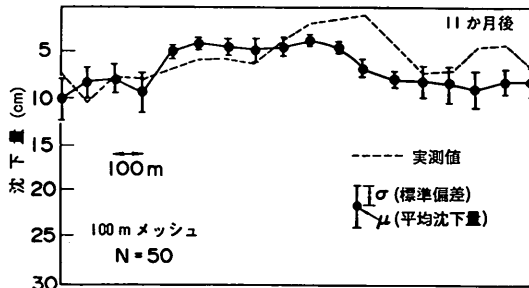


図-69(a) 測線における沈下量の比較 (100mメッシュ, X=2150m)

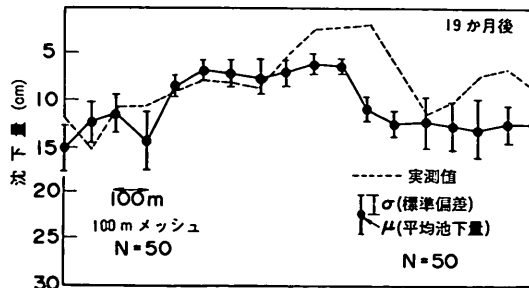


図-69(b) 測線における沈下量の比較 (100mメッシュ, X=2150m)

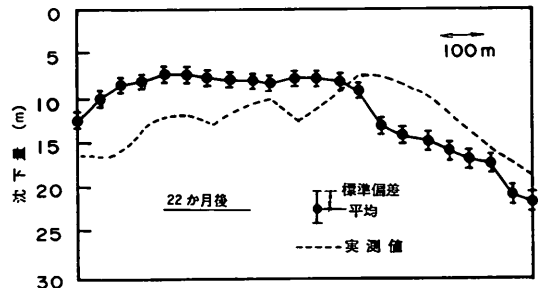


図-69(c) 測線における沈下量の比較 (50mメッシュ, X=2125m)

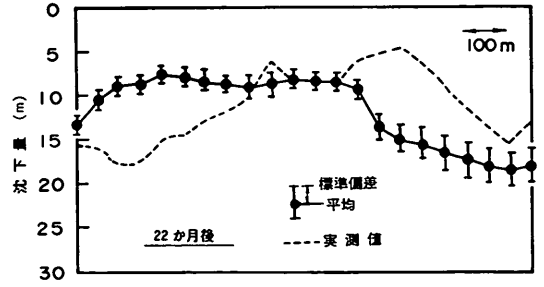


図-69(d) 測線における沈下量の比較 (50mメッシュ, X=2175m)

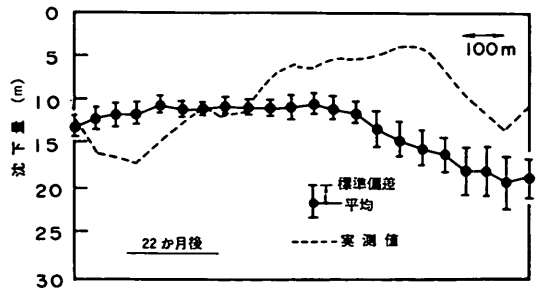


図-69(e) 測線における沈下量の比較 (50mメッシュ, X=2225m)

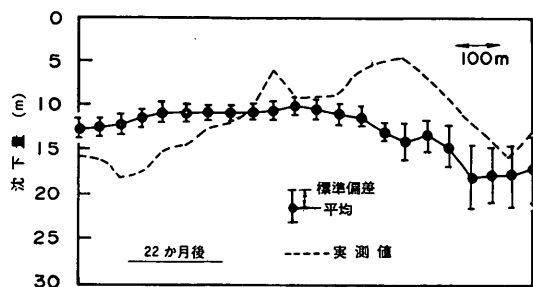


図-69(f) 測線における沈下量の比較 (50mメッシュ, X=2275m)

図-69(a)~(f)は100mメッシュおよび50mメッシュにおけるいくつかの測線で、最終沈下計測時の沈下について実測値と計算結果とを比較したものである。計算結果は、50回の試行における各点での平均値と標準偏差によって示している。計算値において平均値は、各地盤条件の平均値による沈下の特性を示し、標準偏差は、地盤条件のばらつきによって生じる沈下のばらつきに対応する。したがって、ここで用いた地盤条件および荷重条件が実際と一致しているならば、実測された沈下量はほぼ平均値±(標準偏差)の範囲におさまるはずである。しかしながら、図のように計算値と実測値は必ずしも十分に一致しなかった。この原因は、メッシュでの実測値が周辺の沈下測定値のデータから補間したものであり、必ずしもメッシュの中心点に一致していないこと、図-55に示した荷重パターンはかなり簡略化したものであり、特に荷重グループ間の境界部での荷重条件が不明確なことなどによると考えられる。このような問題があるが、ここではO埠頭の場合と同様に50回の試行を行って各試行について平均的に示される沈下量の統計的な性質について比較を行った。

図-70(a), (b)は沈下量の平均、標準偏差、変動係数を比較したものである。図のように100mメッシュ、50mメッシュのいずれも実測値と計算値はよく一致している。特に沈下のばらつきを示す変動係数の時間的な変化について一致がみられることは、個々の点での沈下量については図-69(a)~(e)のようにズレがみられるにもかかわらず、ばらつきをほぼ正しく計算できていることを示している。図-70(c), (d)は、不同沈下幅の比較である。図のように計算では実測の不同沈下幅に比べやや短くなっている。このことは、計算に用いた水平方向相関距離100mがやや短かった可能性がある。

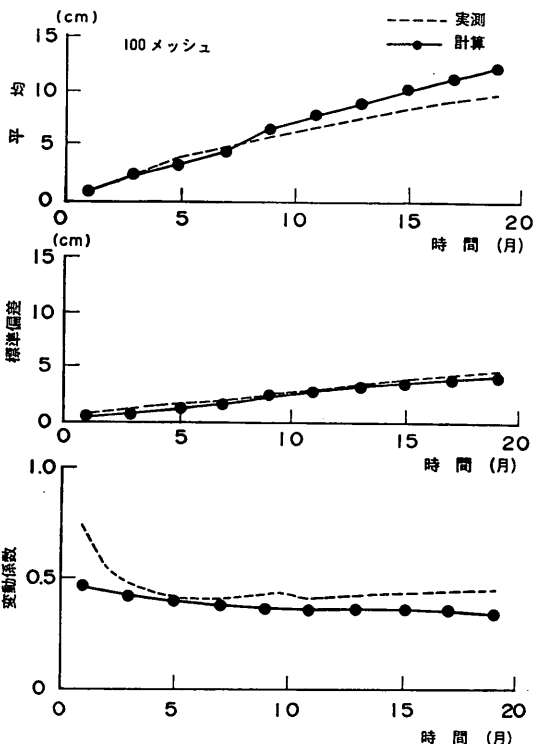


図-70(a) 沈下量の統計的性質の比較 (100mメッシュ)

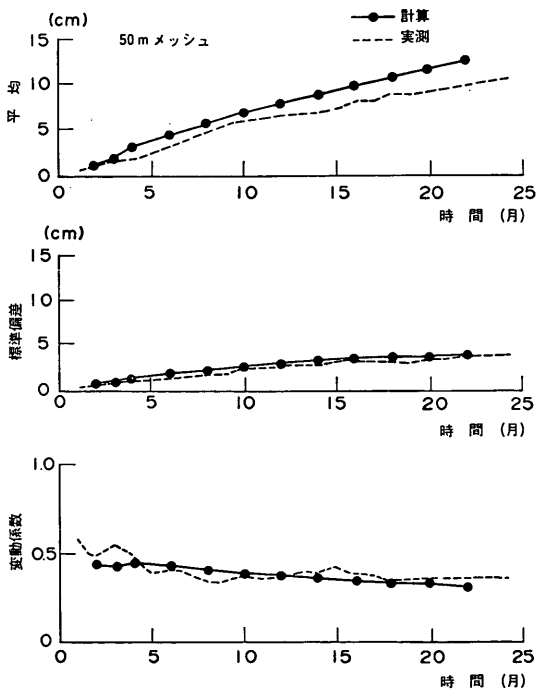


図-70(b) 沈下量の統計的性質の比較 (50mメッシュ)

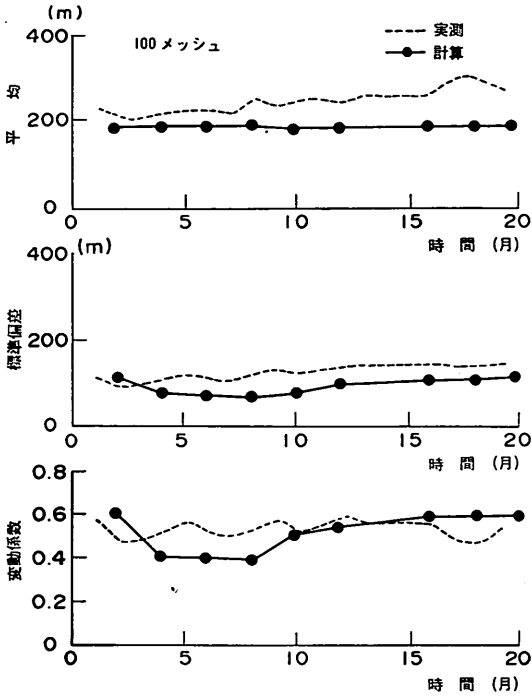


図-70(c) 不同沈下幅  $L^*$  の統計的性質の比較 (100mメッシュ)

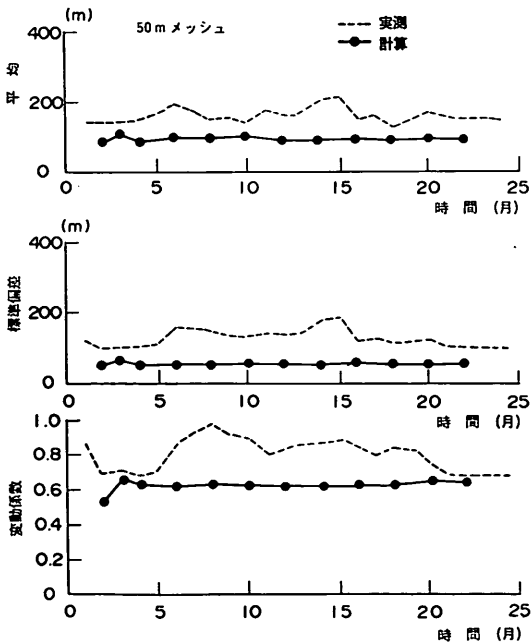


図-70(d) 不同沈下幅  $L^*$  の統計的性質の比較 (50mメッシュ)

図-70(e), (f) は、メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  を比較したものである。図のように  $\Delta s$  の平均値についてはよく一致しているが、標準偏差変動係数については計算値は実測の50~70%程度になっている。図-70(g), (h) は平均不同沈下率と最大不同沈下率を比較したものである。図のように平均不同沈下率については、計算と実測がよく一致しているが、最大不同沈下率は計算値が実測値を上回っている。図-70(e), (f) において  $\Delta s$  のばらつきについては (実測値) > (計算値) という関係がありながら、最大不同沈下率については (実測値) < (計算値) となっている原因は、各地点での荷重条件について計算で用いたモデルと実際とが十分に対応しなかったためと考えられる。

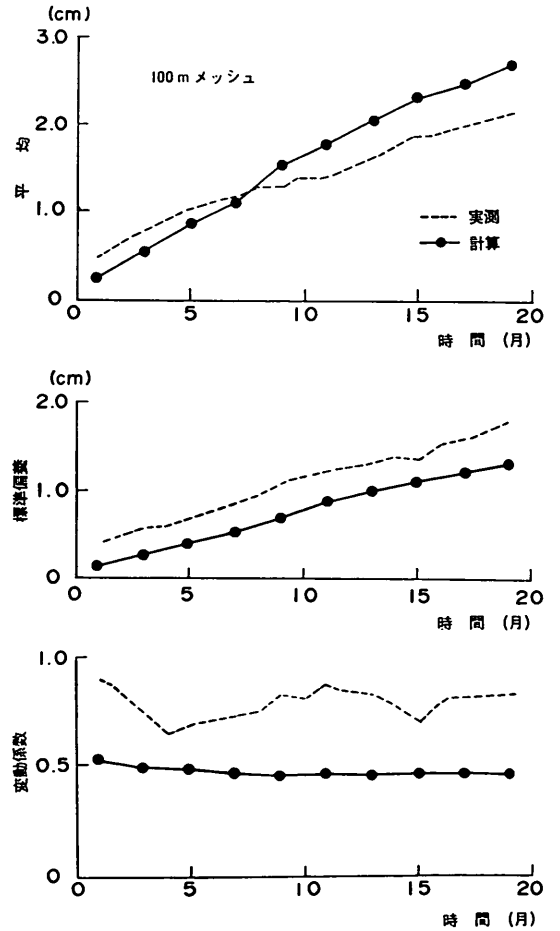


図-70(e) メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の比較 (100mメッシュ)



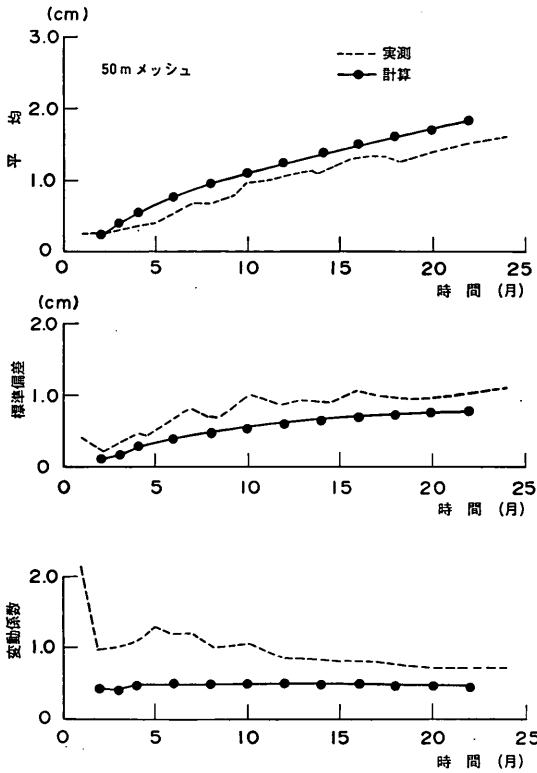


図-70(f) メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の比較 (50mメッシュ)

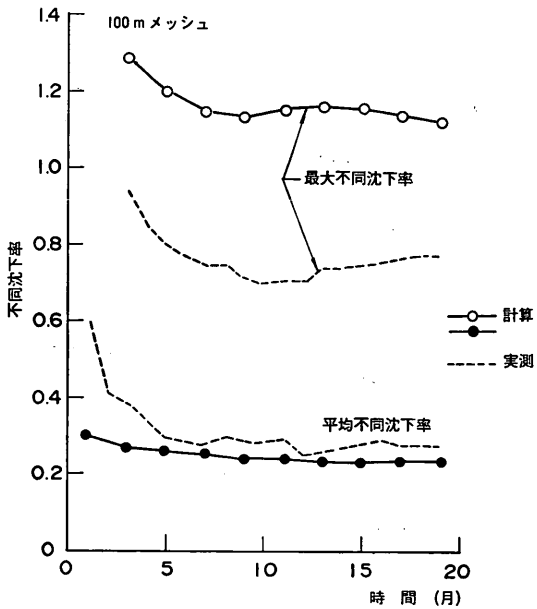


図-70(g) 平均不同沈下率と最大不同沈下率の比較 (100mメッシュ)

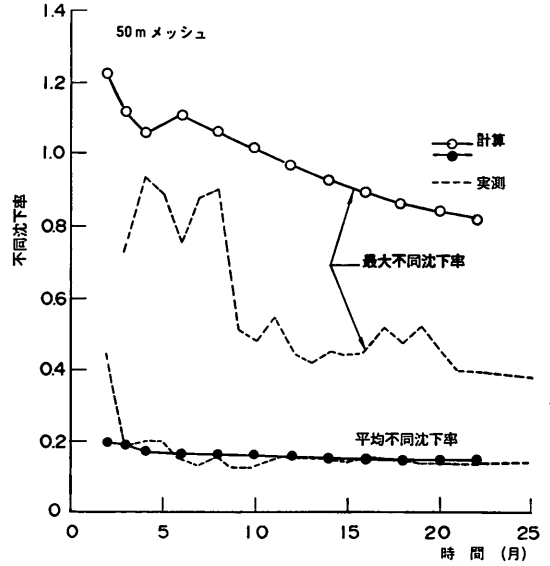


図-70(h) 平均不同沈下率と最大不同沈下率の比較 (50mメッシュ)

### 3.4 高密度の不同沈下観測事例

沈下の観測は通常 50m から 100m の間隔で実施されている場合が多く、これ以上の高密度な沈下観測の事例はほとんどみられない。しかし、沈下量が水平方向にどのような連続的な変化を示すかは、不同沈下の予測において本質的な問題である。多くの構造物にとっては小さな不同沈下量であってもごく近い範囲で発生すると問題になる場合もある。たとえば、5章でくわしく検討するが、舗装構造の場合は沈下量の絶対値よりもむしろ表面に生じるひずみ、したがって、表面の曲率半径がクラック等に大きな影響をもつ。この場合は不同沈下量としてわずかな量であってもごく近傍に発生することにより、小さな曲率半径を生じることがありうる。このような観点から、東京国際空港の一部で高密度の不同沈下動態観測を行なった。

図-71 に測定された沈下計および沈下ぐいの位置および経過時間ごとの埋立高さを示す。図のように現場は 40m × 40m の範囲に 2m おきに約 400 本の沈下ぐいを設置した。またさらに 8 点において層別沈下計を設置し、各層ごとの沈下も測定している。図-72(a) にこの地区の土層の構成を示す。図のように  $B_s$  層、 $Ac_1$  層、 $As$  層、 $Ac_2$  層の層厚はそれぞれ 2m、6~7m、1~3m、7~8m である。 $Ac_1$  層には他の地域と同様に、ペーバードレンが打設されている。図-72(b) は、埋立工程である。

図-73 は層別沈下計の測定結果の一例であるが、図のように  $Ac_1$  層の沈下は、埋立の終了後 (62年 1月) ほぼ

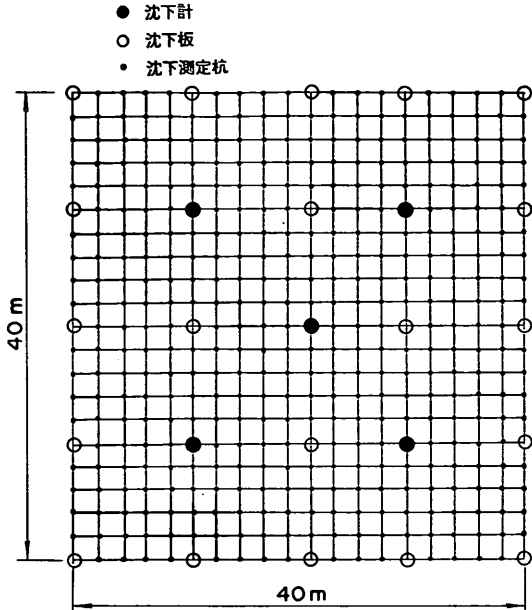


図-71 沈下計と沈下杭の位置 (2mメッシュ)

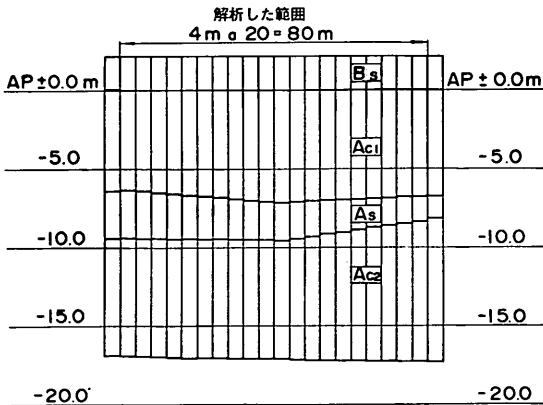


図-72(a) 土層構成

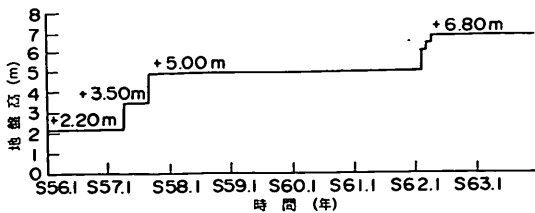


図-72(b) 埋立工程

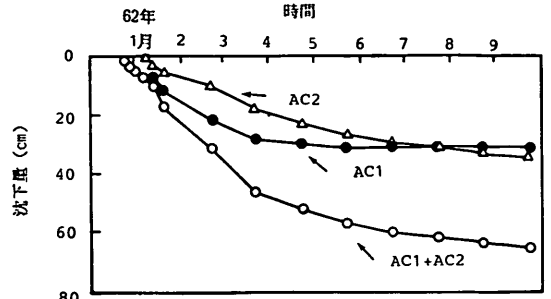


図-73 層別沈下計の測定結果

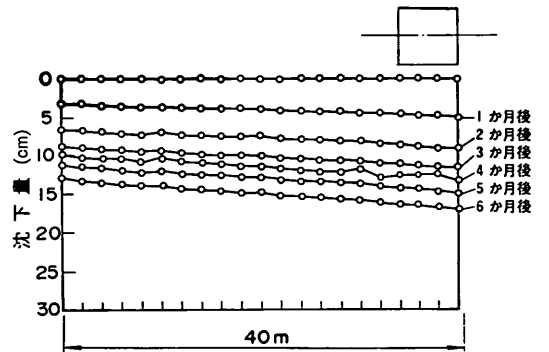


図-74(a) 測線ごとの沈下

3か月間で終了しており、以後の沈下は主に  $Ac_2$  層以下で生じている。これらの時間沈下特性は他の沈下観測点と同様であった。

図-74(a)(b)は測線に沿っての沈下の経時変化を示す。また、最終観測時における沈下量のコンターを図-74(c)に示した。

図をみると、沈下はあまり凹凸がみられず全体として0.03~0.07%の片勾配を示している。また、沈下量は時間とともに徐々に増加するが、沈下の形状はほぼ同様で、短い周期の凹凸はほとんど発生していない。図-75(a)にこの範囲の沈下量の平均、標準偏差、変動係数をまと

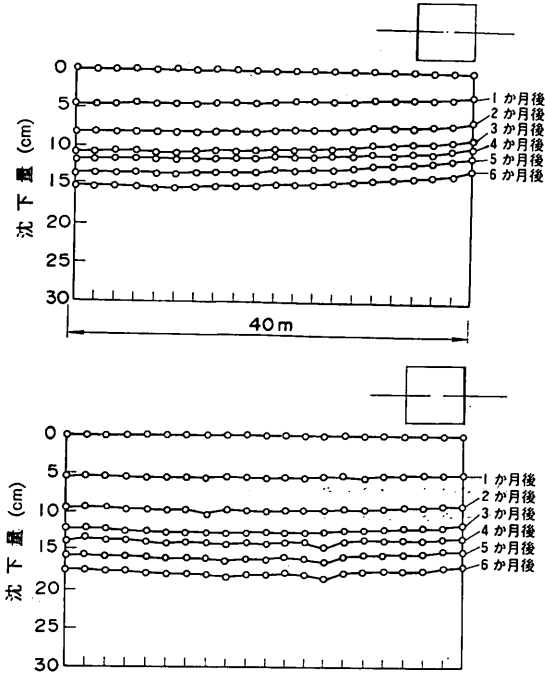


図-74(b) 測線ごとの沈下

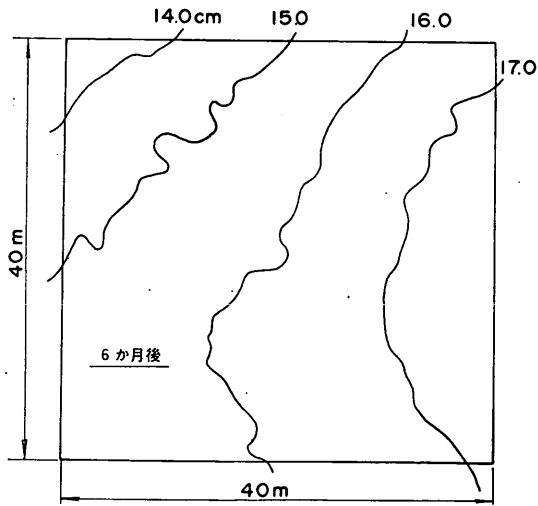


図-74(c) 最終観測時の沈下コンター図

めた。図のように6カ月間に平均16cmの沈下が生じているが、2mメッシュに配置された沈下測定点での沈下量の変動係数は0.1以下ときわめて小さい。各測点の沈下量をもとに不同沈下の諸元についてまとめると次のようになる。

① 不同沈下量  $\Delta s^*$ , 沈下幅  $L^*$

沈下が全体に片勾配で生じているため、定義より  $\Delta s^*$  と  $L^*$  は求められなかった。 $L^*$  は少なくとも40m以上であるといえる。

② メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$ , 沈下勾配  $G$  (%), 曲率半径  $R_2$  (図-75(b), (c), (d))

$G$  は非常にばらつくが おおむね 0.2% 以下となっ

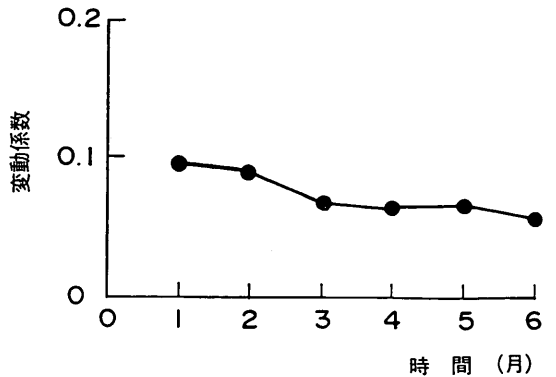
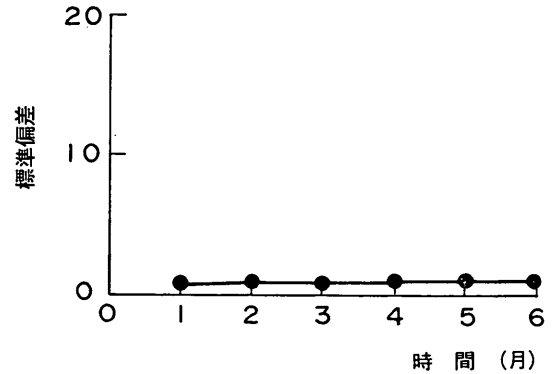
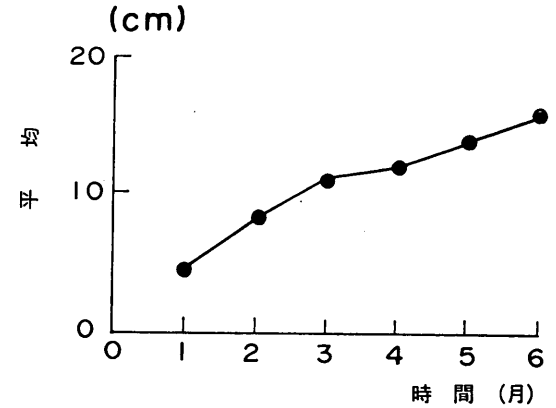


図-75(a) 沈下量の統計的性質

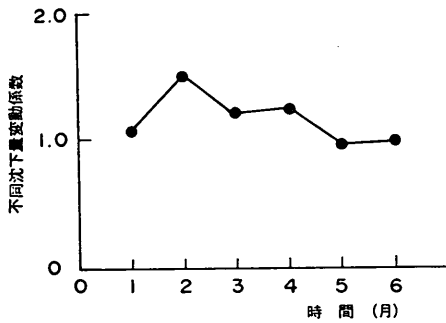
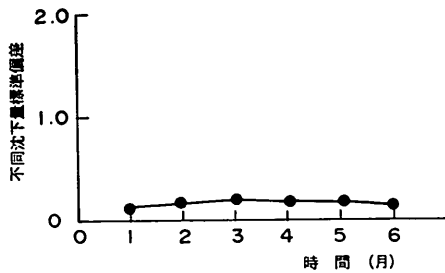
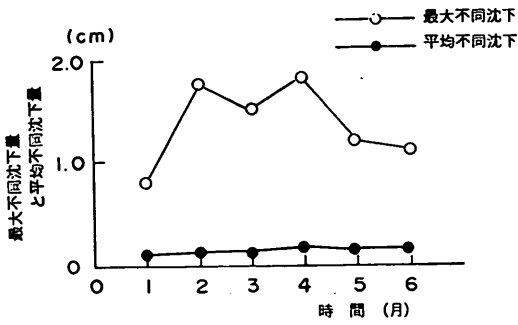


図-75(b) メッシュ間不同沈下量  $\Delta s$  の統計的性質

ている。時間とともに平均は 0.026 % から 0.059 % へと増加している。また、 $R_2$  は経時的に減少し、6カ月間で平均値は 8.8 km から 3.7 km へと減じている。

以上のように高密度の沈下観測の結果によれば埋立地内には距離に関する周期の小さな凹凸が生じず、この傾向は時間とともに沈下量が増加しても変化しないことが確かめられた。これは 40m×40m といった狭い範囲であるために地盤定数の水平方向の相関性および各点の沈下の力学的な相関性が強いためであると考えられる。

次に、高密度の不同沈下観測に対応した条件で FUTO 88 によるシミュレーションを行った結果を示す。地盤

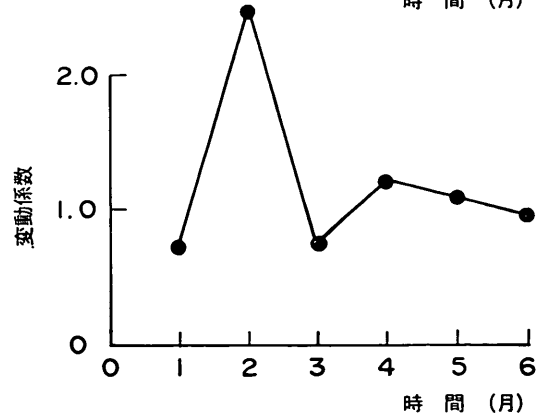
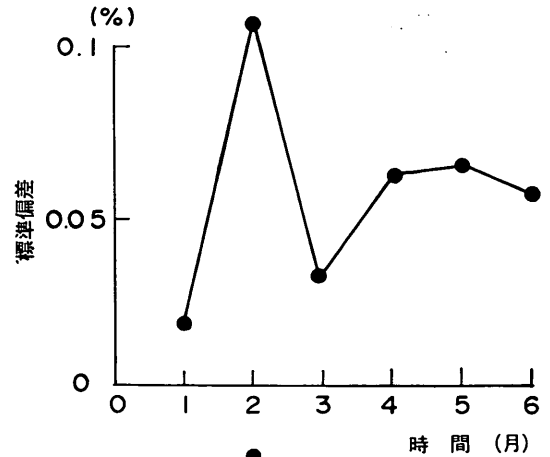
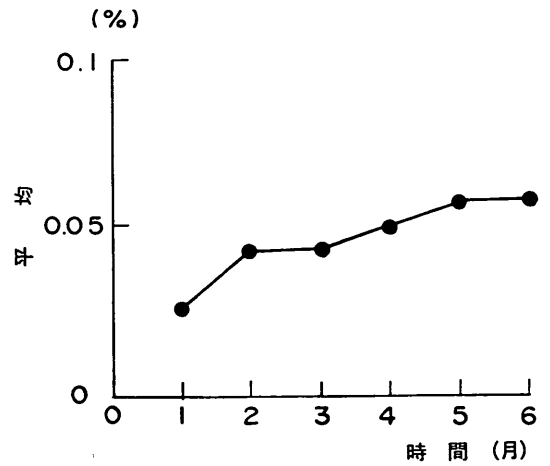


図-75(c) 沈下勾配Gの統計的性質

のモデルおよび計算条件は 図-72(a)(b) に示す通りである。計算時間の節約のため計算は 2m メッシュではなく 4m メッシュで行っている。

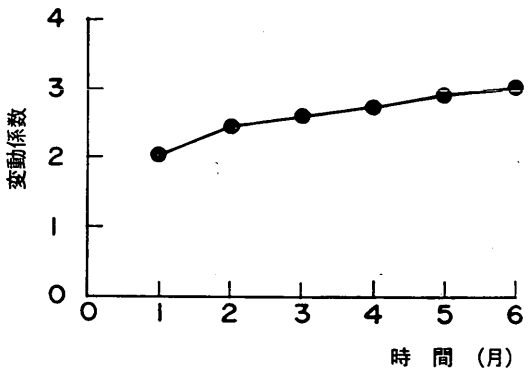
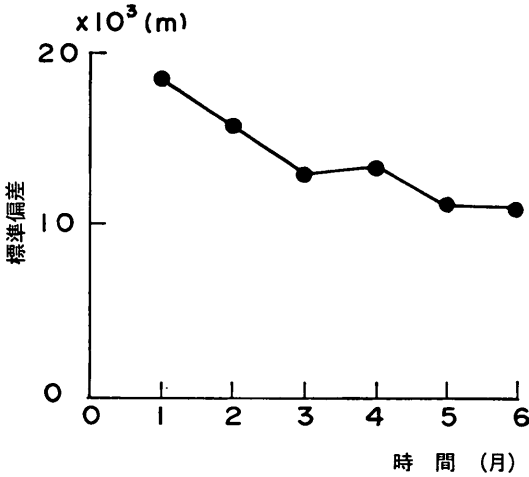
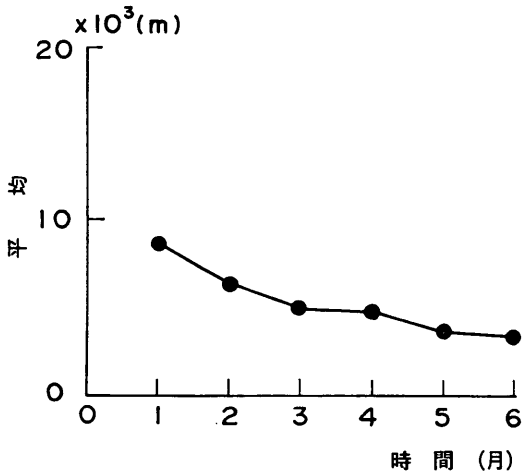


図-75(d) 曲率半径  $R_2$  の統計的性質

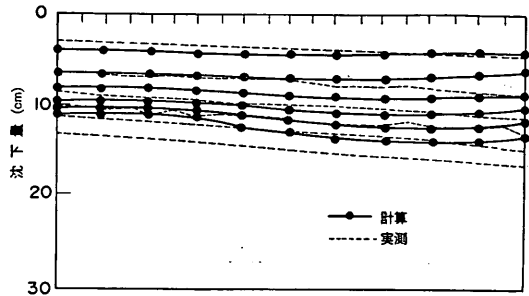


図-76 測線での計算沈下量と実測沈下量の比較

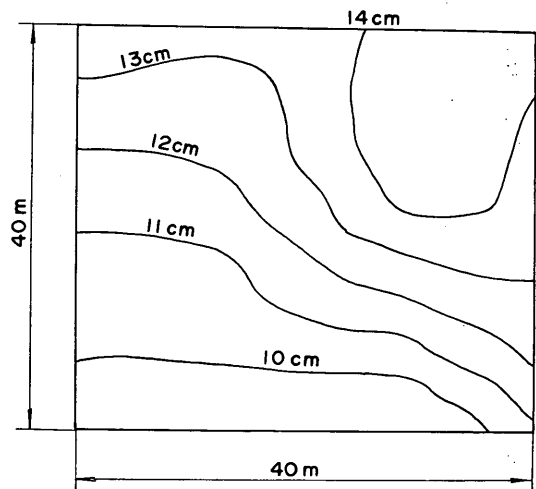


図-77 沈下コンター (計算)

沈下量とはやや違いがあるが、計算においても沈下は全体になだらかであり、細かな凹凸はみられない。これは計算において水平方向の自己相関性が考慮されているために、4 m のメッシュ間に強い相関を持つ土質定数が割り当てられていること、また、メッシュ間の沈下の相互作用が、沈下影響係数によって考慮されているためである。

図-78(a) は、沈下量の平均、標準偏差、変動係数を比較したものである。計算された沈下量の平均は実測値に比べやや小さいが、変動係数はほぼ倍になっている。変動係数の違いは、実測値が2 mメッシュであるのに対し、計算値が4 mメッシュであることを考慮するとほぼ妥当なものである。

図-78(b) にはメッシュ間の不同沈下量および最大不同沈下量を比較したものである。また、図-78(c) は不同沈下率の比較を示した。図のように不同沈下量の平均

図-76 は、ある試行における計算沈下量と実測沈下量を比較した例である。また、図-77 はこのときの沈下コンターを示したものである。図のように計算沈下と実測

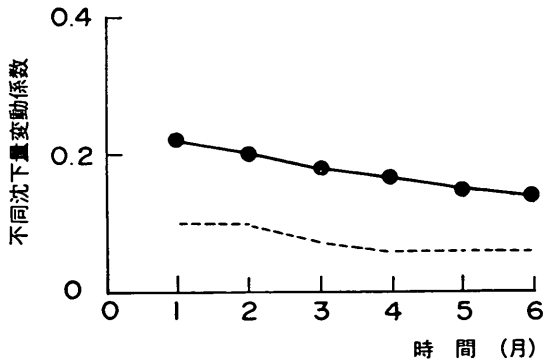
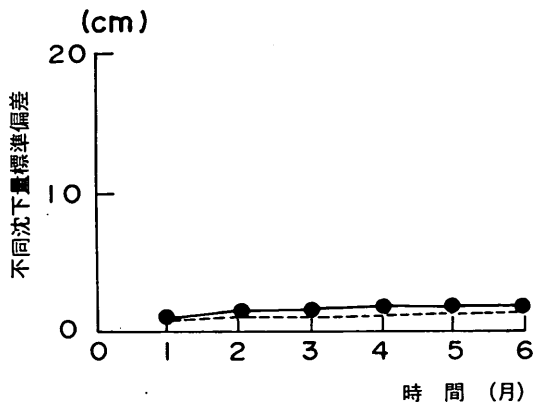
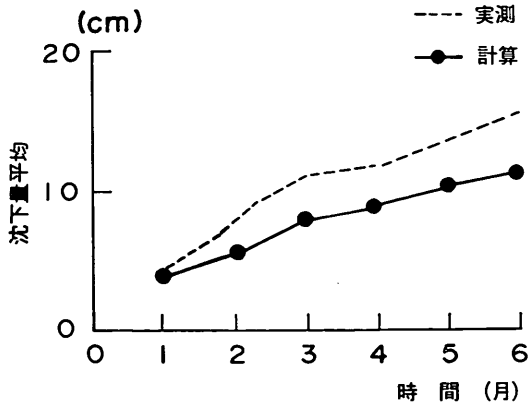


図-78(a) 沈下量の平均, 標準偏差, 変動係数の比較

および平均不同沈下率については, 計算値が実測の2倍程度になっているが, これも4mメッシュ(計算)と2mメッシュ(実測)の違いを考慮すれば, 妥当なものである。したがって, 高密度の沈下実測事例においては, FUTO 88 のシミュレーション結果は実測沈下の傾向と

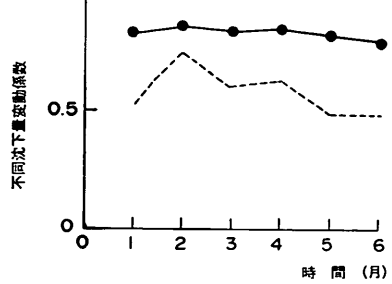
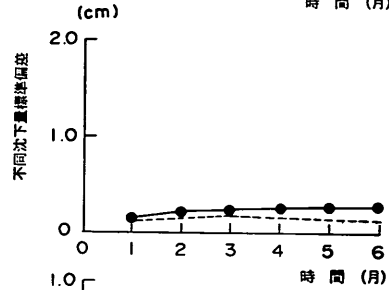
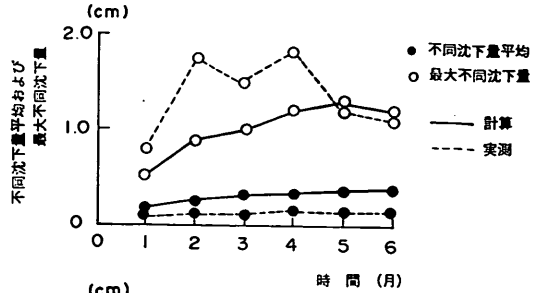


図-78(b)  $\Delta s$  の統計的性質および最大沈下量の比較

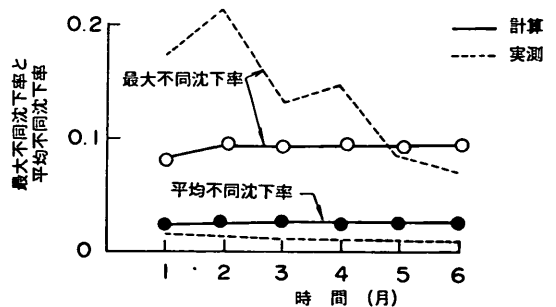


図-78(c) 不同沈下率の比較

良く一致しているといえる。

### 3.5 事例調査とその解析についてのまとめ

一連の事例調査と解析の結果をまとめると次のように結論づけられる。

- (1) 港湾地域における沈下事例により沈下量の水平距離に関する自己相関特性を調べるとほぼ式(4)で近似することができ、相関距離は50~300mであることがわかった。
- (2) 事例調査によれば沈下量の平均値が時間と共に増加するに連れて標準偏差も増加する傾向にあるが、変動係数をみると、減少ないしは一定値に近づく傾向がある。これらの傾向は、前回の報告における不同沈下実態調査結果と一致している。
- (3) 沈下量の凹凸における一個の山と谷の距離を不同沈下幅と定義すると平均は80~200mであった。
- (4) 対象となる地盤を一定の幅をもつメッシュに分割し、それぞれの点での沈下量を求め、隣あったメッシュ間の沈下量の差をメッシュ間不同沈下量と定義する。このとき、メッシュ間不同沈下量と平均沈下量の比を不同沈下率とすると、不同沈下率の平均は時間や平均沈下量によらずほぼ一定となる。
- (5) 40m×40mの高密度観測区域内では、全体になだらかな沈下がみられ、細かな凹凸は観測されなかった。
- (6) 4つの事例について、FUTO88によるシミュレーション結果は全体として実測結果と良く一致した。したがって、FUTO88によって適切に埋立地内の不同沈下量を予測できると考えられる。

#### 4. 不同沈下の簡便な推定法の提案

前章で述べたように、新たに開発した不同沈下予測プログラム FUTO88 によって実際に観測される不同沈下の性状が良好に予測されることがわかった。FUTO88によるシミュレーションを行うには、地盤の三次元的な分割、地盤の確率モデルの設定、荷重条件の設定などの作業が必要であるが、より簡便な方法によって不同沈下のおおよその目安がつけられるならば便利であろう。現在のところ、残留沈下が生じる地盤上に建設される土構造物を設計する際に、将来の不同沈下を評価する手法が特に無いことを考えると、実務上このような簡便法の必要性は高いと考えられる。そこで、FUTO88を用いてわが国の沿岸域での代表的なモデル地盤に対するシミュレーションを種々の条件で行い、不同沈下を簡単に推定する方法について検討した。

##### 4.1 代表的なモデル地盤におけるシミュレーション結果

代表的なモデル地盤について FUTO88 を用いて不同沈下のシミュレーションを行い、沈下量のばらつきにおよぼす各種の要因について考察する。ここではモデル地盤のメッシュ構成および載荷条件として 図-18 に示すも

のを用い、土質定数の変動係数、層厚の変動係数、水平方向の相関距離、粘土層上面の深度を 表-2 のように変化させてそれぞれについて計算を行った。なお、メッシュサイズは50mとし、各定数の平均値は 図-18 と同様である。

図-79(a) は、ケース 1~4 において土質定数を 0.1 から 0.4 に変化させたときの平均不同沈下率(の期待値)  $\bar{r}_{mean}$  と最大不同沈下率(の期待値)  $\bar{r}_{max}$  の経年変化を示したものである。また、図-79(b) は同じ結果であるが、埋立地内に平均沈下量にたいして不同沈下率をプロットしている。図のように土質定数のばらつきが大きくなるとともに平均不同沈下率、最大不同沈下率ともに大きくなるが、経過時間および平均沈下量に対する不同沈下量の変化を見ると、ほぼ一定の傾向を示している。したがって、10年間の平均不同沈下率、最大不同沈下率を平均することによって、この間の不同沈下の大きさを代表できると考え、以下においては、各ケースごとに10年間の  $\bar{r}_{mean}$ 、 $\bar{r}_{max}$  を平均した値によって比較した。

表-2 シミュレーションにおける諸条件

ケース No.	相関距離	土質 $V$	層厚 $V$	層厚 (m)	粘土層深度
1	100m	0.20	0.20	20	-5m
2	100m	0.30	0.20	20	-5m
3	100m	0.40	0.20	20	-5m
4	100m	0.10	0.20	20	-5m
5	50m	0.20	0.20	20	-5m
6	150m	0.20	0.20	20	-5m
7	200m	0.20	0.20	20	-5m
8	100m	0.20	0.30	20	-5m
9	100m	0.20	0.40	20	-5m
10	100m	0.20	0.10	20	-5m
11	100m	0.20	0.20	20	-15m
12	100m	0.20	0.20	20	-25m
13	100m	0.20	0.20	20	-45m
14	100m	0.20	0.20	20	-5m
15	100m	0.20	0.20	20	-5m
16	100m	0.20	0.20	20	-5m
17	100m	0.20	0.20	10	-5m
18	100m	0.20	0.20	15	-5m
19	100m	0.20	0.20	30	-5m
20	100m	0.20	0.20	40	-5m

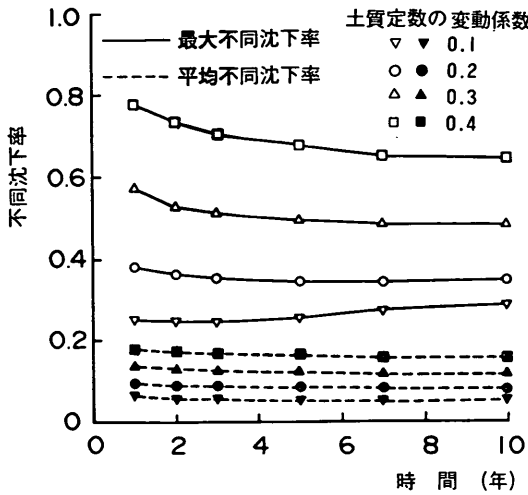


図-79(a) 土質定数のばらつきを変化させた時の平均不同沈下率と最大不同沈下率の経年変化

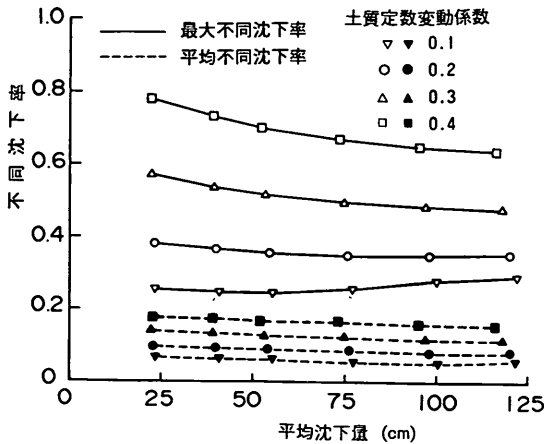


図-79(b) 土質定数のばらつきを変化させた時の平均不同沈下率と最大不同沈下率と平均沈下量の関係

図-80 は土質定数の変動係数と不同沈下率の関係である。図のように、土質定数の変動係数が増加するとともに、平均不同沈下率と最大不同沈下率はほぼ直線的に増加する。

図-81(a) は層厚の変動係数と不同沈下率の関係である。図のように層厚の変動係数の増加とともに不同沈下率は増大するが、特に変動係数が0.4になったときにいちじるしい増加がみられる。図-81(b) は変動係数を0.2で一定として層厚を10m~40mに変化させたときの

層厚と不同沈下率の関係である。本プログラムでは2.2で述べたように深さ方向には4mを単位として確率的に独立であるとしてメッシュを分割している。このため層厚が厚くなるほど深さ方向のメッシュの数が多くなり、土質定数が平均化される効果が現れるために平均沈下量に対して不同沈下の割合は小さくなる傾向を示す。

図-82 は水平方向相関距離の影響である。2.4でも述べたように相関距離が大きくなるとともに不同沈下率は低下するが、土質定数や層厚の変動係数ほど大きな影響は見られない。

図-83 は粘土層の深さの影響を見たものであるが、2.4でも示したように粘土層が深い位置にある場合は、不同沈下が低下する傾向にある。

図-84(a)(b)は載荷後の基準となる経過時間の影響を示したものである。基本モデルの図-18の載荷条件で

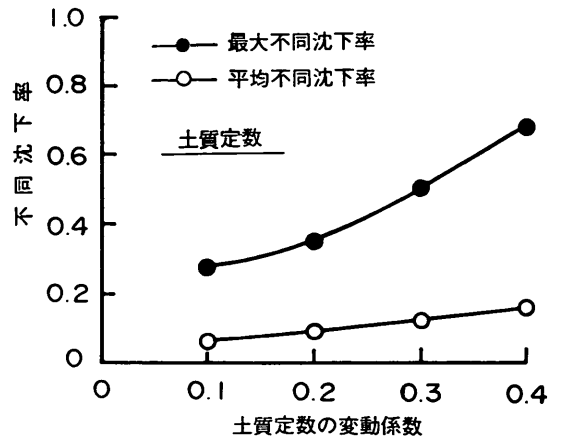


図-80 土質定数の変動係数と不同沈下率

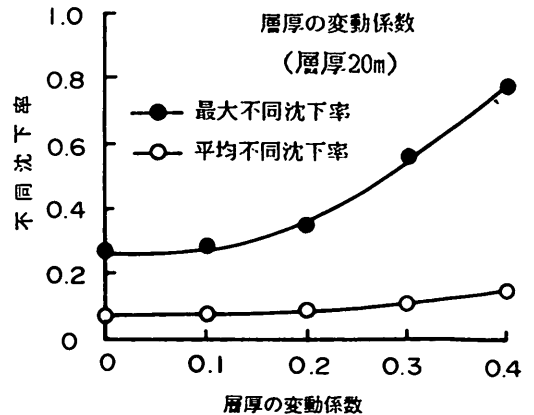


図-81(a) 層厚の変動係数と不同沈下率



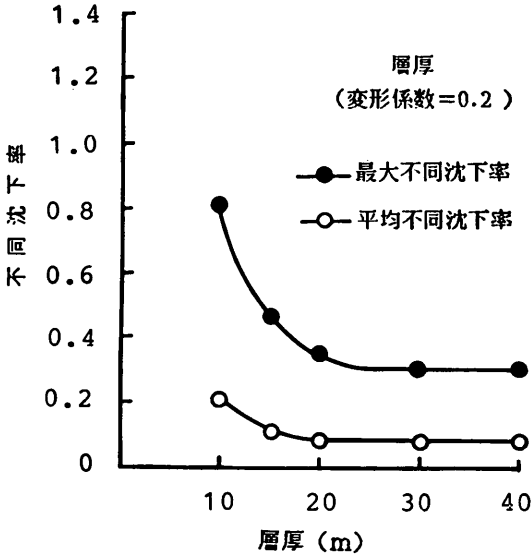


図-81(b) 層厚と不同沈下率

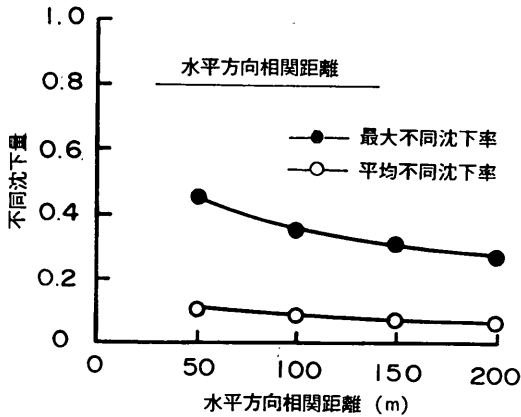


図-82 水平方向相関距離と不同沈下率

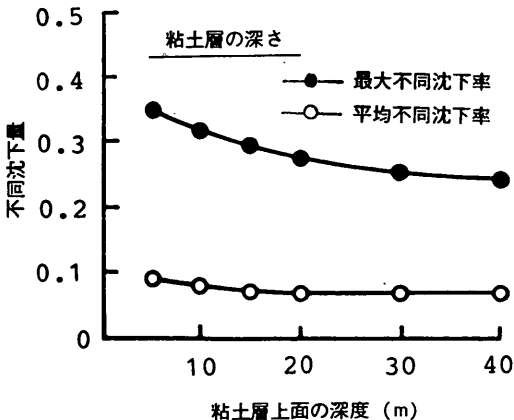


図-83 粘土層の深さと不同沈下率

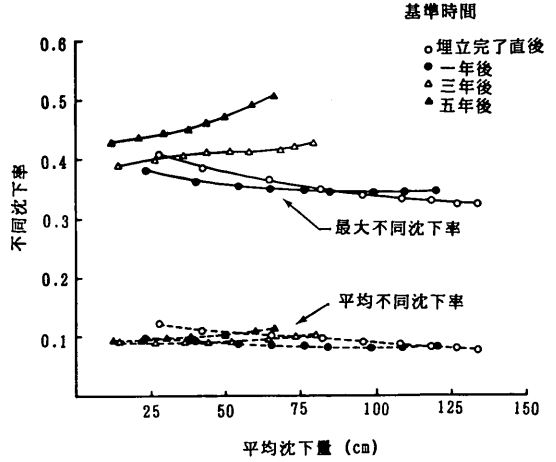


図-84(a) 基準時間を变化させたときの平均沈下量と不同沈下率の関係

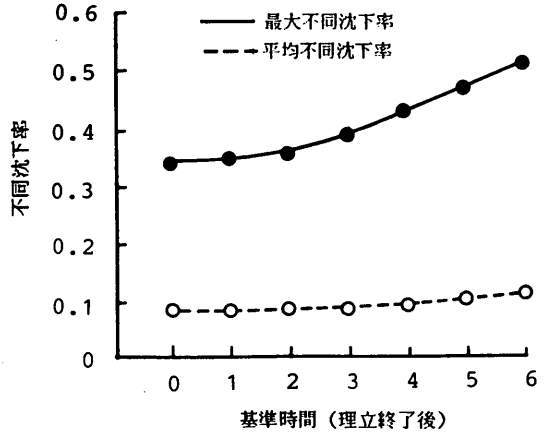


図-84(b) 基準時間と不同沈下率

は、埋立終了後1年経過した時点での沈下を基準としてその後の残留沈下による不同沈下を解析することになっている。図-84(a)はケース1の場合について基準時間を0年後(埋立終了直後)、3年後、5年後と変化させたときの  $\bar{r}_{mean}$ 、 $\bar{r}_{max}$  と平均沈下量との関係を示したものである。図をみると  $\bar{r}_{mean}$  については基準時間の影響はあまりみられないが  $\bar{r}_{max}$  は基準時間が大きくなるとともに大きくなる傾向がある。基準時間を0~6年として基準時間から10年間の  $\bar{r}_{mean}$ 、 $\bar{r}_{max}$  の平均値を比較した結果を 図-84(b)に示す。基準時間が大きくなることは残留沈下が減少することを意味するが、図のように不同沈下率としては増加する傾向がある。

以上の計算によって、土質定数のばらつき、層厚のばらつき、沈下層の深度と基準時間の影響がほぼ明らかに

なった。これらの他に不同沈下に影響する要因として荷重載荷条件のばらつきがある。現在のところプログラム FUTO 88 では、実際の施工時に発生するランダムな荷重の特性を考慮することが困難である。通常、荷重のばらつきとしては、載荷重の大きさのばらつきよりもむしろ載荷時期のばらつきが大きな影響をもつと考えられる。実際の施工ではさまざまな条件から当初の予定どおりの時期に施工されるとは限らず、FUTO 88 でこれを考慮するとすれば、各メッシュについて荷重が載荷される時間をばらつかせて与えなければならない。しかし、一次元圧密沈下の重ねあわせで沈下を計算しているため載荷時間をランダムに与えることは計算時間を非常に増大させることになる。一方、実際の施工での細かい荷重履歴を忠実に予測あるいは再現することもきわめて困難である。これらの理由から今回実施した事例においても載荷パターンは比較的単純なものを用い、ばらつきを考慮しなかった。載荷重のばらつきは主に圧密時間に関するばらつきであるが、このことは沈下計算においては圧密度のばらつきに対応する。したがって、圧密係数  $c_v$  のばらつきを実際のばらつきよりも大きくすることによって載荷重のばらつきをある程度考慮できると考

えてシミュレーションを行うことも 1 つの方法であろう。

#### 4.2 不同沈下の簡便な推定法

図-18 で用いたメッシュおよび地盤定数、載荷条件をもとに、実用性を考慮して対象とする地盤を次の 4 つの場合に分類し、それぞれについて FUTO88 によるシミュレーションを行った。

- I 非常にばらつきの大きい地盤（水平方向の相関距離が 25m で、各土質定数および層厚の変動係数が 0.3）
- II ばらつきの大きい地盤（水平方向の相関距離が 50m で各土質定数および層厚の変動係数が 0.25）
- III 通常的地盤（水平方向相関距離が 100m で各土質定数および層厚の変動係数が 0.20）
- IV 比較的均一な地盤（水平方向相関距離が 150m で各土質定数および層厚の変動係数が 0.15）

図-79(a)(b) でみたように平均不同沈下率  $\bar{r}_{mean}$  と最大不同沈下率  $\bar{r}_{max}$  は経過時間や平均沈下量によらずほぼ一定の値となる。そこで、各試行ごとに求められる 10年間の  $\bar{r}_{mean}$  と  $\bar{r}_{max}$  を平均した値を求めた。メッシュサイズを 20m, 50m, 100m として、それぞれについて

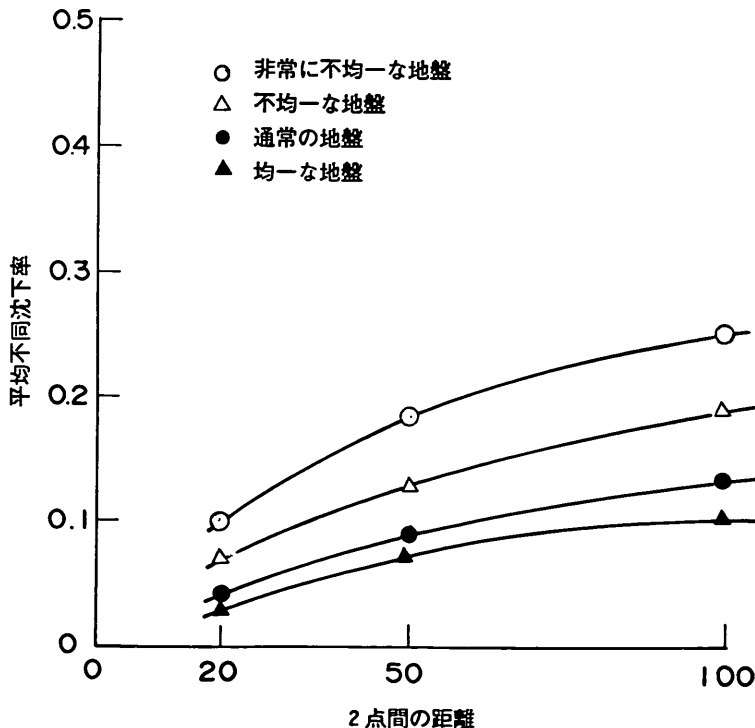


図-85(a) 各種地盤の平均不同沈下率

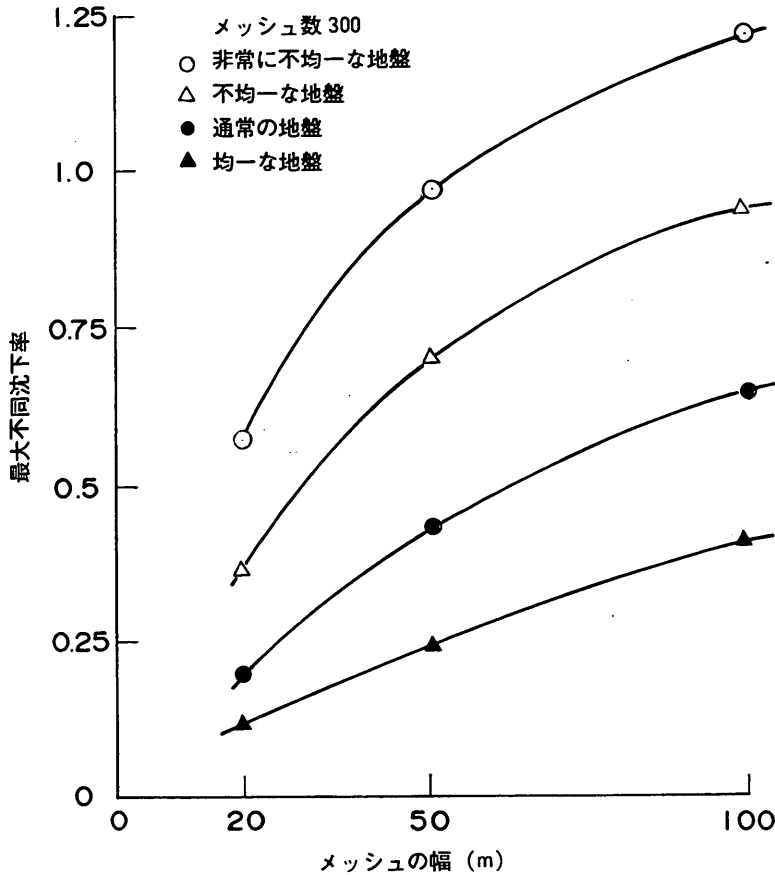


図-85(b) 各種地盤の最大不同沈下率

平均不同沈下率と最大不同沈下率を求めると 図-85(a) (b) のようになった。図-85 を用いるならば、ある距離離れた2点間の平均不同沈下率と最大不同沈下を求めることができる。

ところで、図の最大不同沈下率についてやや注意する必要がある。図-85(b)は、図-18におけるメッシュ数を同一のままそのサイズを20m, 50m, 100mとして求め計算したものであるため、図中の最大不同沈下率は20mの場合は10haに対する50mの場合は67.5ha, 100mの場合は270haに対する最大不同沈下率である。ここでの最大不同沈下率  $f_{max}$  は埋立地内に生じる最大不同沈下率の期待値であり、対象となる埋立地内が広くなればなるほど大きくなる傾向がある。図-86は100mメッシュにおいて、対象とするメッシュの数をふやしたときの最大不同沈下率の変化を示した例である。図のようにメッシュの数が小さくなるほどすなわち、埋立地の面積が小さくなるほど発生する最大不同沈下率の期待値は

小さくなる。そこで、面積を20haと50haとに固定してメッシュの数を調整し、最大不同沈下率について 図-85(b)と同様の関係を求めたものが 図-85(c)である。通常不同沈下が問題となる埋立地の範囲としてはただか20ha~50haであると考え、両者について最大不同沈下率を与えた。

次に、IからIVまでの分類で考慮されていない層厚、粘土層の深度および基準時間の影響を補正するための係数  $c_1, c_2, c_3$  を4.1のシミュレーション結果から求め、図-87(a), (b), (c)に示した。図-85および図-87は限られた条件でのシミュレーション結果にもとづくものであるが、沿岸域での埋立地盤における不同沈下のおおよその値を与えていると考えられる。

図-85と図-87を用いることによって不同沈下量を次のように計算することができる。

【例題】 地盤IIに分類される20haの地盤で、層厚の平均15m, 粘土層の上面深度-1m, 基準時間は埋

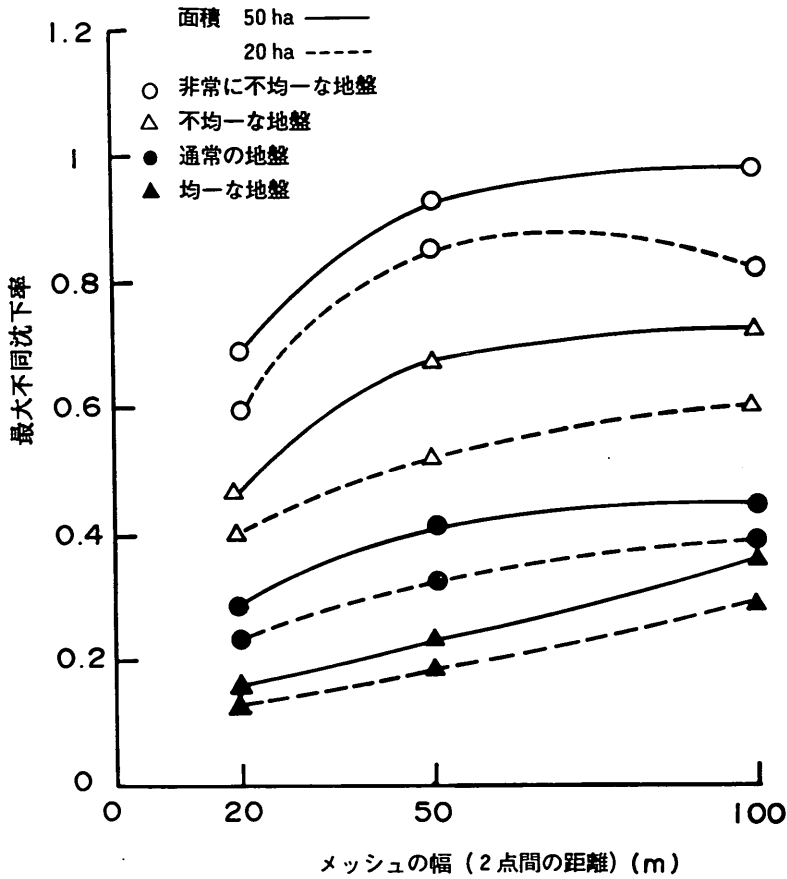


図-85(c) 20ha と 50ha に対応した最大不同沈下率

立終了後2年、残留沈下量平均40cmという条件の場合を考える。50mの距離を持つ2点間では図-85より  $\bar{r}_{mean}$ ,  $\bar{r}_{max}$  はそれぞれ0.13, 0.52となる。これらに図-87より求められる係数を乗じると

$$\begin{aligned} \bar{r}_{mean} &= 0.13 \times c_1 \times c_2 \times c_3 \\ &= 0.13 \times 1.35 \times 0.92 \times 1.0 \\ &= 0.16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_{max} &= 0.52 \times 1.35 \times 0.92 \times 1.03 \\ &= 0.67 \end{aligned}$$

したがって

$$\begin{aligned} \text{平均不同沈下量} &= 40 \times \bar{r}_{mean} = 40 \times 0.16 = 6.4\text{cm} \\ \text{最大不同沈下量} &= 40 \times \bar{r}_{max} = 40 \times 0.67 = 26.8\text{cm} \end{aligned}$$

と求められる。

同様にして2, 3章において述べたO埠頭パースNo.5, 6の場合に適用してみる。地盤は、土質定数のばらつきの大きさおよび荷荷条件や粘土層厚に関する情報の少な

さからここではI (非常にばらつきの大きい地盤) とする。条件は次のとおりである。

面積	10ha, 20mメッシュ
粘土層上面の深度	-5m
沈下層厚	平均 27.5m
基準時間	埋立終了後2年後

図-85, 87より平均不沈下率と最大不同沈下率は次のようになる。

$$\begin{aligned} \bar{r}_{mean} &= 0.10 \times c_1 \times c_2 \times c_3 \\ &= 0.10 \times 0.92 \times 1.0 \\ &= 0.092 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_{max} &= 0.60 \times 0.92 \times 1.0 \times 1.03 \\ &= 0.57 \end{aligned}$$

図-47(d)に示した実測による不同沈下率と比較すると、平均不同沈下率はほぼ一致するが最大不同沈下率については実測に比べ小さい。しかし、図-85, 87は不同

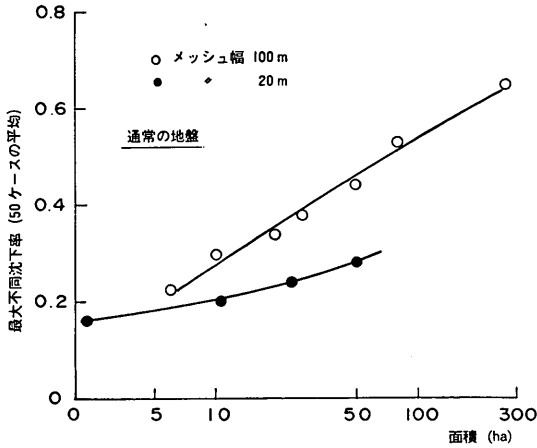


図-86 メッシュ数と最大不同沈下率の関係

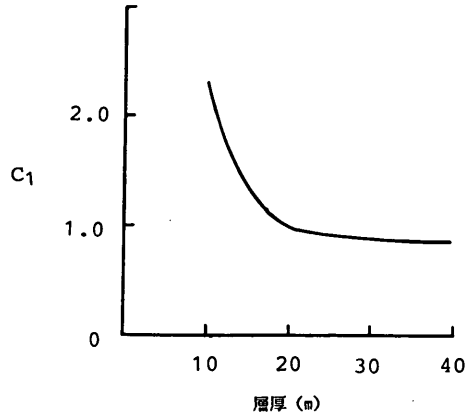


図-87(a) 粘土層厚についての補正係数  $c_1$

沈下率のおおよその値を与えることには成功していると考えられる。

次に羽田地区での不同沈下について適用してみる。土質定数、層厚の変動係数から地盤はⅡ（不均一な地盤）と分類されるとする。条件は次のとおりである。

面積 80ha (100mメッシュ)  
40ha (50mメッシュ)

粘土層上面の深度 -15m

沈下層厚 平均 20m

基準時間 埋立終了後 1年後

図-85, 87 より平均不同沈下率と最大不同沈下率は次のようになる。

・100mメッシュ

$$\begin{aligned} \bar{r}_{mean} &= 0.19 \times c_1 \times c_2 \times c_3 \\ &= 0.19 \times 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 0.16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_{max} &= 0.97 \times 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 0.82 \end{aligned}$$

・50mメッシュ

$$\begin{aligned} \bar{r}_{mean} &= 0.13 \times 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 0.11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_{max} &= 0.84 \times 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 0.71 \end{aligned}$$

図-70(g)より100mメッシュの実測における  $r_{mean}$ ,  $r_{max}$  はそれぞれほぼ 0.24, 0.75 である。また、図-70(h)より50mメッシュでは  $r_{mean}$ ,  $r_{max}$  はそれぞれ 0.16, 0.45 である。これらの事例においても簡便法はお

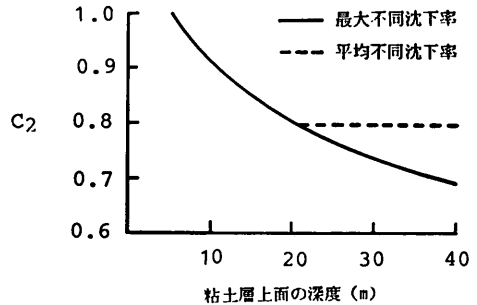


図-87(b) 粘土層上面の深度についての補正係数  $c_2$

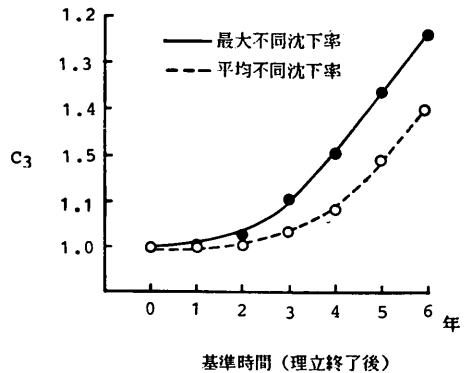


図-87(c) 基準時間についての補正係数  $c_3$

およその推定値を与えていると考えられる。

不同沈下量の推定は、あくまでもシミュレーションプログラム FUTO88 で行うことが望ましいが、簡便に不同沈下のおおよその値を推定する手段として本報告では

図-85と図-87による方法を提案する。ただし、これらの図を用いるには計算の前提、特に用いられた土質定数の平均値に注意する必要がある。図-18のモデルでは $C_c$ の平均値として1.0、 $c_v$ の平均値として $0.1\text{cm}^2/\text{min}$ を用いている。一例として、図-88はこれらの平均値が変化したときの不同沈下率を示した。図のように $C_c$ の平均値が0.6から1.4まで変化しても不同沈下率には大きな変化はない。また $c_v$ の平均値が $0.2\text{cm}^2/\text{min}$ 以下の場合には不同沈下率に大きな変化がみられない。しかし、土質定数の平均値が図-18のモデルとさらに大きく異なっている場合は注意が必要である。なお、図-85、87は、載荷条件が同一の場合に地盤の不均一性に起因する不同沈下を計算したものである。したがって、載荷条件に明らかな違いがある場合や、地盤改良の有無などの違いがある場合はここで提案した簡便法を用いることはできない。

#### 4.3 実態調査結果との対応

前回の報告では、我が国の港湾地域における埋立地、

港湾構造物について不同沈下の実態調査の結果がまとめられている。この調査はつぎのような方針で行なわれたものである<sup>1)</sup>。

- ① できるだけ多地点、多種類の構造物における沈下データ、施工記録、荷重履歴などをできるだけ詳しく収集する。
- ② これらの中で工学的に等分布荷重、同一地盤とみなしうる地域でのデータを集めて一つのグループとし、沈下量を比較する。
- ③ 沈下の実測データを比較する際は、調べた荷重履歴に基づき、ほぼ同一の圧密度に達していると推定される点を捜してそこを時間の原点とする。

以上のように、この調査が対象とした不同沈下は、本報告で対象としている地盤の不均一性による不同沈下である。これらの調査の結果では、沈下量の出現のしかたは確率的でありほぼ正規分布ないしは対数正規分布するという結論が得られ、調査の結果は沈下量の平均値 $\mu$ 、標準偏差 $\sigma$ 、変動係数 $V=\sigma/\mu$ によって整理されている。

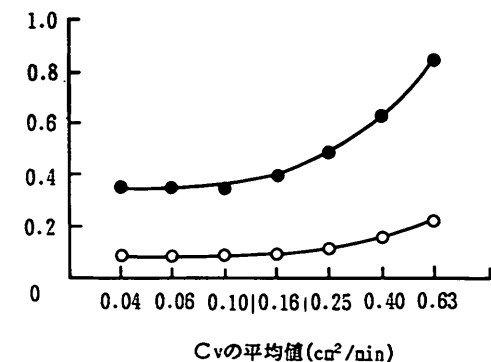
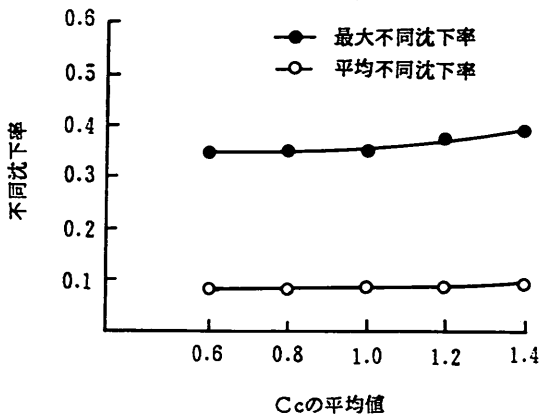


図-88  $C_c$ と $c_v$ の平均値の変化と不同沈下率

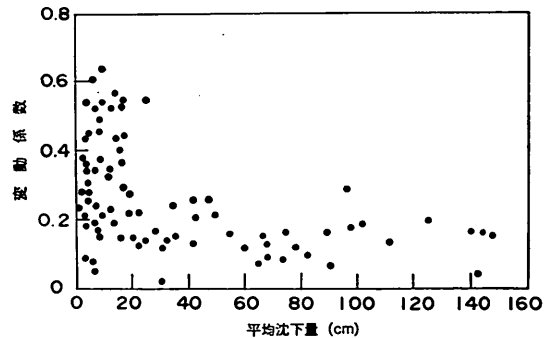


図-89(a) 港湾構造物についての平均沈下量と変動係数の関係

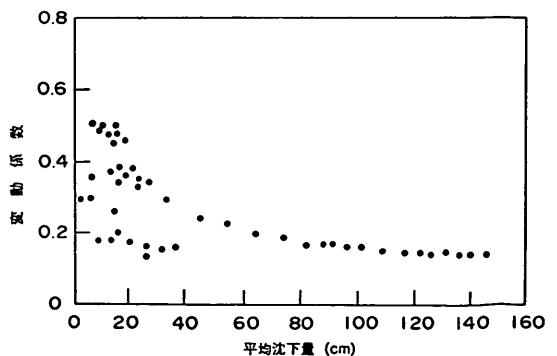


図-89(b) 埋立地についての平均沈下量と変動係数の関係

図-89(a)は、前回の調査の結果得られた各種の港湾構造物(矢板岸壁・護岸等)の平均沈下量と変動係数の関係である。図をみると、沈下量の変動係数は平均沈下量とともに低下し、沈下量が40cm以上になるとほぼ一定の値となっていることがわかる。

図-89(b)は、埋立地における沈下量についてまとめたものである。図中に用いたデータは奥村・土田が報告したものに今回新たに調査した結果を追加してある。なお、前回のデータについては荷重履歴のデータを見直して一部再整理をおこなった。図をみると全体に図-88とほぼ同様な平均沈下量～変動係数の関係が得られていることがわかる。

図-89(a),(b)より、若干安全側を考慮して、平均沈下量と沈下量の変動係数の関係をまとめ図-90に示した。図をみると、平均沈下量が小さいほど沈下量の変動係数は大きく、平均沈下量が大きくなるにつれて変動係数は低下するが、平均沈下量が40cm以上になると変動係数がおおむね0.2で一定となっている。

図-90にみられる沈下量が小さい場合に沈下量のばらつきが大きくなる傾向は、今回のシミュレーションの結果、たとえば図-79においては認められない。しかし、一次元圧密に関する感度分析を行うと、載荷時間のばらつきによって沈下量のばらつきが初期に大きく、その後一定になることが明らかになっている<sup>7)</sup>。前回の実態調査では、時間沈下曲線の比較によって「同一の圧密度に達していると推定される点」からの残留沈下を解析したわけであるが、統計解析に必要な点数を確保するために、初期の圧密度(載荷時期に対応する)の若干異なる点を含まざるを得なかった。図-90における沈下量の小さい範囲での大きなばらつきは、これらの誤差が含まれているものと考えられる。また図-81(b)にみられるよう

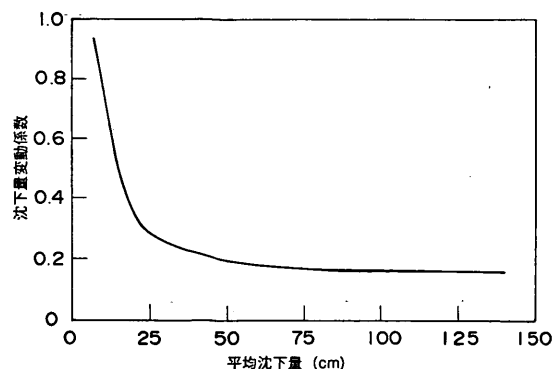


図-90 平均沈下量と沈下量変動係数の関係

に粘土層厚が小さくなると不同沈下は増加する傾向がある。このことも沈下量が小さい範囲での大きなばらつきの原因と考えられる。

図-90において沈下量の変動係数がほぼ一定になっている部分を見ると、変動係数は0.2となっている。沈下量が平均値  $\mu$ 、標準偏差  $\sigma$  で正規分布している場合、平均不同沈下率  $\bar{r}_{mean}$  と変動係数  $V$  の関係は次のようになる。

$$\bar{r}_{mean} = 0.68 \cdot (\sqrt{2} V) = 0.96 V \quad (28)$$

ここに  $V = 0.2$  とすると  $\bar{r}_{mean} = 0.19$  となる。図-90における沈下量はいずれも距離が50m以上離れ、ほぼ独立に沈下しているとみなされる場合である。シミュレーションによって求められた図-85(a)より、2点間の距離が100mでは  $\bar{r}_{mean} = 0.19$  は不均一な地盤に相当する。図-90がほぼ変動係数の上限を示していることを考えるならば、実態調査による図-90とシミュレーションによる図-85(a)の結果とはほぼ対応しているといえる。

## 5. 空港舗装構造設計への適用<sup>7)</sup>

これまで述べてきた不同沈下の予測では、あくまで地盤の沈下のばらつきのみを考え、その上に構築される構造物が不同沈下によって受ける影響および構造物と不同沈下との相互作用については考慮していなかった。しかし、実際の設計においては、構造物が不同沈下によってどのような損害を受けるかということが不同沈下の問題の中心となる。いいかえると、構造物の種類や目的、使用性などによって不同沈下の許容範囲が決定されるため、不同沈下量が予測されたとしてもそれをどのように設計に取入れるかはそれぞれの構造物によって大きく異なってくるのである。本章では、軟弱地盤上に建設される空港の舗装構造の設計の問題に本報告で開発した不同沈下予測手法を適用し、さらに舗装構造の力学特性を考慮して不同沈下が舗装におよぼす影響を定量的に評価する手法を検討する。さらに不同沈下と舗装構造の関係から沈下地盤上の空港舗装の設計に信頼性設計の考え方を導入することを試みた。

### 5.1 空港舗装における不同沈下の問題

空港舗装が建設され供用された後に生じる不同沈下によって空港舗装に生じると考えられる損害は、主に次の2点に分類することができる<sup>7)</sup>。

- ① 路床以下の地盤の不同沈下によって一部に不陸が生じ、さらに舗装構造の表面に過大な引っ張り力が発生して、ひびわれなどの破壊や破損が生じる。
- ② 不同沈下によって路面の平坦性が損なわれ、空港

の機能を維持するために必要な基準勾配が満足されなくなる。

従来、空港舗装は十分に安定した地盤の上に建設されることを前提としているため、これらの問題に関して定量的な検討は行われていなかった。以下の検討は、東京国際空港エプロン舗装研究委員会において昭和61年9月より昭和62年3月にかけて詳細に検討されたものにもとづいて考察した。

### 5.2 舗装版の耐力と不同沈下の影響<sup>8)</sup>

不同沈下の舗装版の破壊形式は路盤の変形に追従するアスファルト（AC）舗装の場合と、追従しないで舗装面の下に不陸が生じると考えられるコンクリート舗装（無筋，PC）の場合とで異なってくる。それぞれの舗装構造についてFEM解析によって舗装版の耐力と不同沈下の関係について検討した。

#### (1) アスファルト舗装

解析では、まずいくつかの舗装構造を想定しこれらの下面に不同沈下が生じたときの舗装構造内の応力とひずみを計算した。図-91はAC舗装の場合について解析の対象として想定される舗装断面である。これらの各ケースは、軟弱な粘性土地盤上を埋め立てて造成した地盤

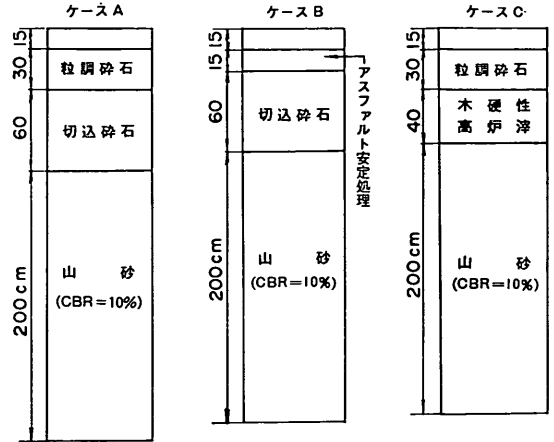


図-91 解析の対象とした舗装断面（AC）

の舗装構造であることを考慮し通常的设计法に従って選択している。表3は解析に用いた材料定数である。

図-92に示すようにAB2点間の距離を $l$ 、この間の

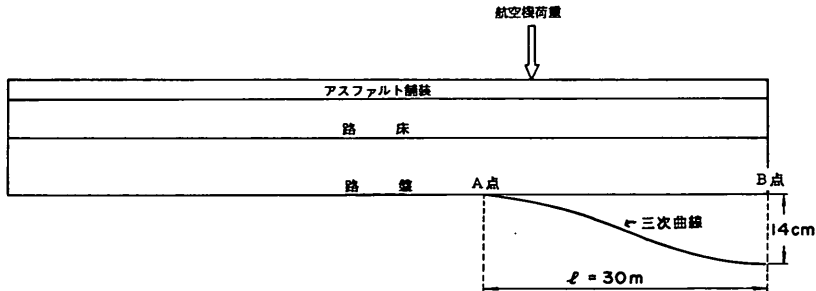


図-92 FEM 解析モデル断面

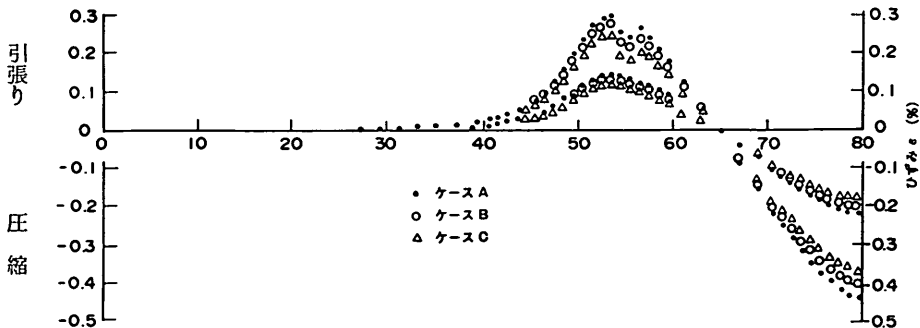


図-93 舗装面の表面に発生するひずみ



表-3 FEM 解析における材料定数

区分	材 料	単位重量 $\gamma$ t (t/m <sup>3</sup> )	弾性定数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
表層	アスコン	2.35	7,000	0.35
上層	粒調砕石	1.58	2,000	0.30
	アスファルト 安定処理	2.30	7,000	0.35
	アスファルト 中間層	2.25	7,000	0.35
下層	切込砕石	1.57	1,500	0.30
	水硬性高炉燐 (HMS)	1.75	10,000	0.30
路床	山 砂	1.76	700	0.30
	建設残土 安定処理	1.75	1,500	0.30
	建設残土 無改良	1.70	160	0.35

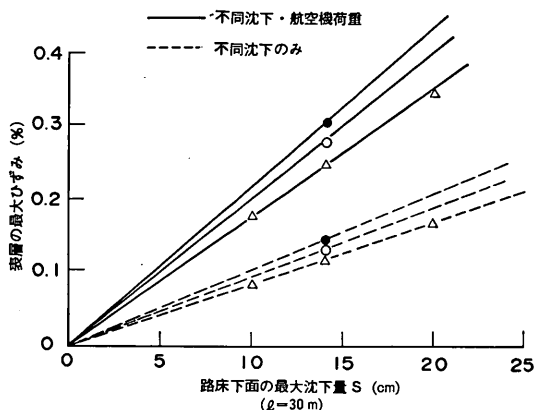


図-94 沈下量とアスファルト舗装表面の最大ひずみの関係

不同沈下量（沈下量の差）を $\Delta s$ として、その間の沈下の形状が3次曲線で与えられるような強制変位を路床の底面に与えて、この時にアスファルト面の表面に生じるひずみを計算した。林・佐藤<sup>4)</sup>は、広島空港において不同沈下によってアスファルト舗装表面にひびわれが生じた事例を解析した。林らによればアスファルト舗装にクラックが発生したときの舗装表面のひずみ量は0.4%~0.8%であったとされている。これらのデータに基づいて、アスファルト舗装が破壊する限界ひずみとして0.3%を考えることにした。なお、舗装体に作用する荷重条件としては、航空機荷重 LA-1 を集中荷重として与えている。

計算は、 $L=30m$ とし不同沈下量 $\Delta s=10, 14, 20cm$ の場合について行った。計算結果の例として $\Delta s=14cm$ の場合の舗装表面のひずみを図-93に示した。図のようにアスファルト舗装表面のひずみの分布図をみると強制変位として不同沈下を与えたことにより約0.15%、さらに航空機荷重が加わった場合、おおむね0.30%となっている。図-94は不同沈下量 $\Delta s$ とアスファルト表層の最大ひずみの関係を示したものであるが、ほぼ両者は直線関係にあることがわかる。図より航空機荷重が加わった場合、限界ひずみと考えた0.30%に対応する $\Delta s$ は14cmであり、すなわち $l=30m$ の距離に対しては $\Delta s=14cm$ が限界の不同沈下であるといえる。

(2) 無筋コンクリート舗装

無筋コンクリート舗装の場合、舗装版はアスファルト舗装の場合と異なり路盤の沈下に追従しないと考えられる。したがって解析は次の2つの手順で行った。

- ① 路盤と路床のみを対象とした2次元 FEM をアス

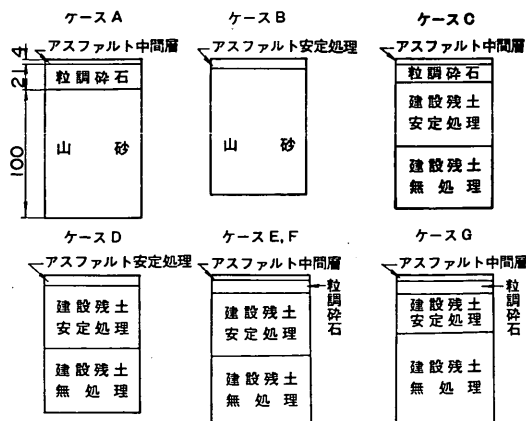


図-95 想定した路床および路盤構成

ファルト舗装の場合と同様に行い路盤表面に起こる沈下量（スラブと路盤間の空隙量）を算定する。

- ② この空隙と航空機荷重とを考慮し、舗装版が弾性

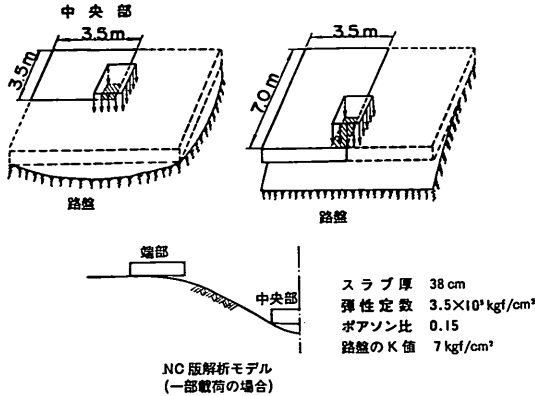


図-96(a) 計算に用いた境界条件および荷重条件 (1脚載荷)

床上にあるとして応力状態を解析する。

路床および路盤の構成としては図-95に示す7種のケースを想定し二次元FEMを行った。

NC版は通常7m四方であり、隣り合ったスラブとはスリッパ等の目地で連結されている。解析においては一枚の版のうち少なくとも4点が路盤に支持されているものとした。版にとって最も危険な状態を設定し図-96(a), (b)に示す条件で、各ケースについて不同沈下の量を変化させてスラブに発生する応力を計算した。さら

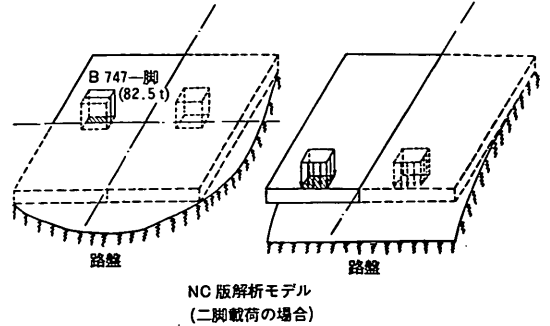


図-96(b) 計算に用いた境界条件および荷重条件 (2脚載荷)

に航空機荷重として、B-747-200B 1脚を等価単車輪荷重に換算し、それを版に1脚載荷させた場合と2脚載荷させた場合について計算した。なお版の周辺における境界条件はすべてフリーとし隣り合った版相互の影響は考慮していない。

図-97(a)に1脚載荷のときの中央部の版の変形の様子を示す。計算は30mの距離に沈下量が10, 14, 20cmであるとする3ケースに対して行っている。図のように自重だけではスラブ周辺および隅角部の近傍のみが路盤に接し、航空機荷重を載荷させた場合も版の中央部には

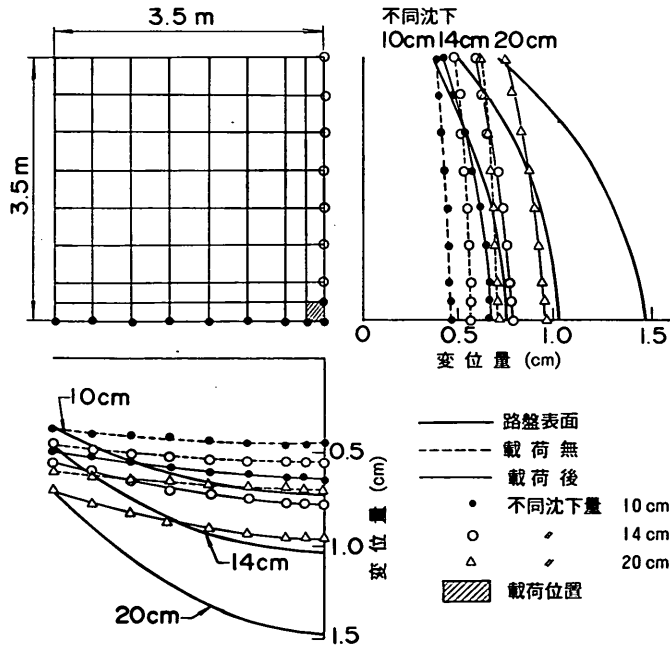


図-97(a) 中央部の版の変形 (NC, 一脚載荷時)

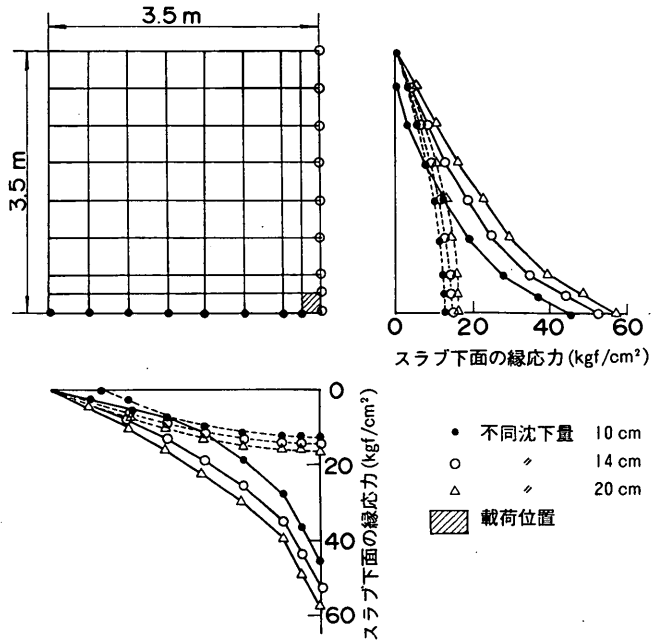


図-97(b) 版に作用する応力 (NC, 1脚載荷時)

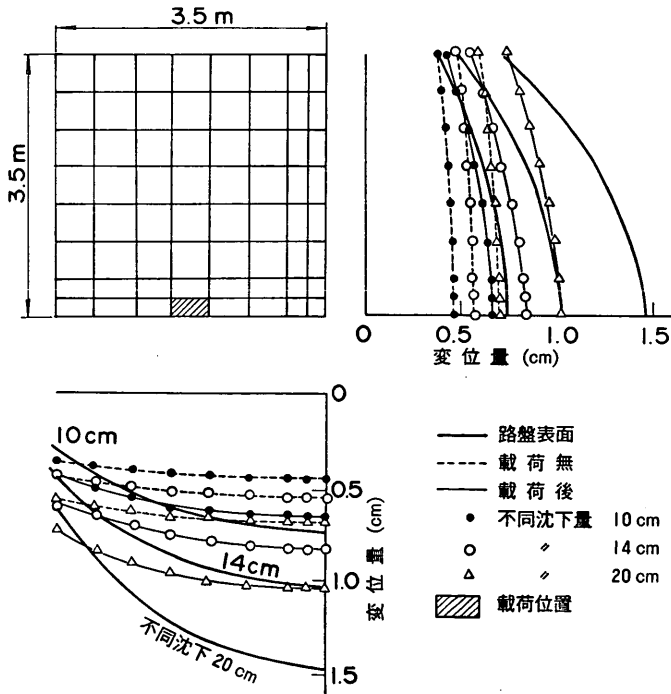


図-98(a) 中央部の版の変形 (NC, 2脚載荷時)

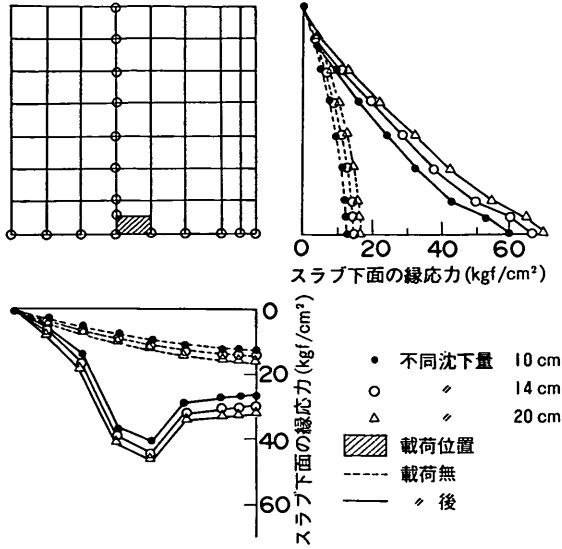


図-98(b) 版に作用する応力 (NC, 2脚載荷時)

空洞が残る。図-97(b)は自重のみの応力と載荷後の応力を示したものである。いずれも最大応力はスラブ中央の下面に生じ、自重のみでは  $15\text{kgf/cm}^2$  前後の応力が発生する。さらに航空機荷重の載荷後には  $50\text{kgf/cm}^2$  程度の応力が発生する。

次に版に2脚載荷したときの計算結果を図-98(a), 98(b)に示す。図-98(a)は中央部の変形の様子を示したものである。計算は1脚載荷時と同様に30mの距離に対し不同沈下量 $\Delta s$ が10, 14, 20cmに対して行っている。図-98(b)は載荷後の応力であるが、航空機荷重載荷時の最大応力は載荷位置直下のスラブ下面に生じ、最大応力は  $60\sim 70\text{kgf/cm}^2$  である。図-99は端部に2脚載荷した場合に発生する応力である。端部に載荷された場合は航空機荷重の載荷によってスラブ全面が路盤に接し沈下が20cmの場合でも、そのほとんどが路盤に接していることになる。応力は図に示すように荷重載荷位置で

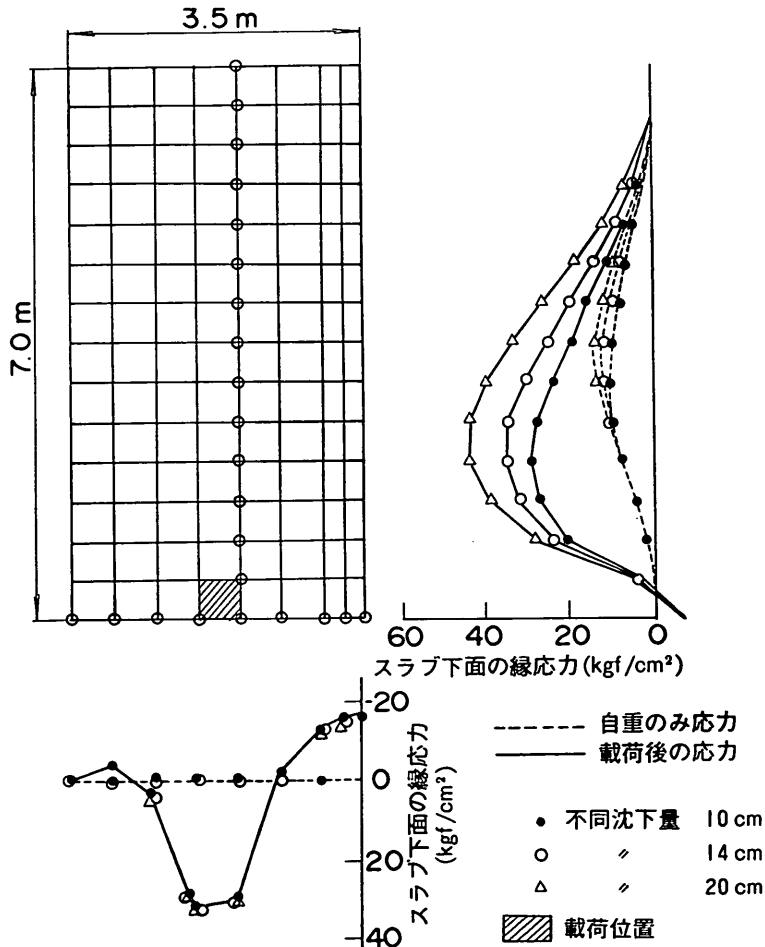


図-99 端部に載荷したときの変形と応力

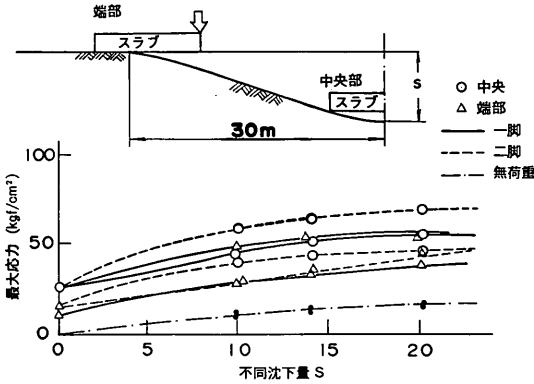


図-100 不同沈下量と最大応力の関係 (NC舗装)

はスラブの下面に、他の部分ではスラブの上面に大きな引張りが生じ、最大 30~40kgf/cm<sup>2</sup> である。

図-100 は NC 舗装について 1 脚および 2 脚載荷時の不同沈下量と最大応力の関係をまとめて示したものである。不同沈下量が大きくなるにつれて最大発生応力も大きくなるが、中央部に 2 脚載荷した場合に最も大きく、空港舗装コンクリートの設計基準曲げ強度の 50kgf/cm<sup>2</sup> に相当する沈下量を図より求めると約 6 cm になる。

(3) プレストレストコンクリート舗装

PC 舗装は通常レーン幅が 7 m であり、舗装版の長さとしては過去の実績から考えて 100 m 程度までは可能である。したがって 1 枚の PC 版の下に不同沈下によって大きな空洞が存在するような状況も考えられる。ここでは、このような状況を最悪と考えると 図-101 に示すよう

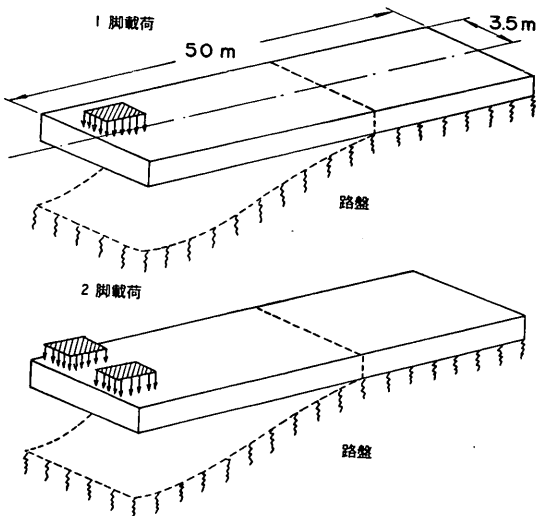


図-101 PC版の解析モデル

なモデルで解析を行った。

計算条件は次のとおりである。

PC のスラブ厚 : 18cm

弾性定数 : 350000kgf/cm<sup>2</sup>

ポアソン比 : 0.15

路盤のK値 : 7 kgf/cm<sup>2</sup>

航空機荷重 : ボーイング 747-200B 1 脚, 2 脚

版の境界条件 : 自由

なお、ここでのモデル計算ではプレストレス量は考慮していない。

図-102 (a) に 1 脚載荷時の時の変形形状を示す。不同沈下量の大小にかかわらず自重のみでスラブは路盤に接し、さらに荷重が載荷されるとその近傍がわずかに変形する。解析モデルには PC 鋼材が入っていないが、この計算結果から不同沈下に対し PC 版が追随性をもっていることがわかる。図-102 (b) は応力の分布図を示したものである。応力が波を打った形状になっているのはメッシュの分割がやや大きすぎたためであるが、全体の傾向としては表れていると考えられる。図のようにいずれの沈下量でも、自重のみで最大 20~40kgf/cm<sup>2</sup> の引張

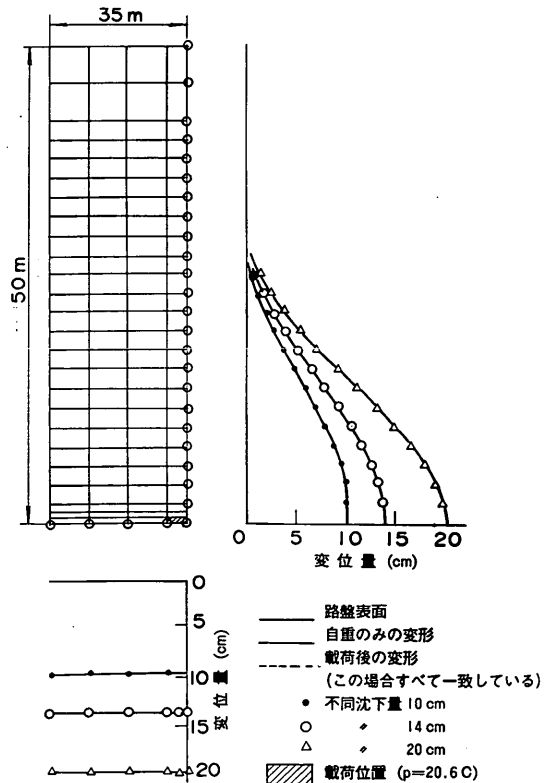


図-102(a) PC版の変形 (1脚載荷時)

り応力が発生し、航空機荷重が載荷された後はさらに  $50\text{kgf/cm}^2$  が増加される。

図-102(c)は2脚載荷の時の応力分布図を示したものである。図のようにスラブの自重のみでは最大  $20\sim 40\text{kgf/cm}^2$  の応力が発生し載荷時にはさらに  $50\text{kgf/cm}^2$  の増加となって発生応力は1脚載荷の場合と同程度であった。

以上の結果から prestress 舗装における不同沈下量と最大応力の関係を 図-103 に点線で示した。図のように、航空機荷重載荷後の応力は自重のみの場合の応力を  $40\sim 50\text{kgf/cm}^2$  平行移動した形で増加している。これらの発生応力はいずれもコンクリートの設計基準強度に比べかなり大きな強度になっているが、これは prestress を考慮しなかったためである。有効 prestress 量を通常の空港舗装で採用されるように  $40\text{kgf/cm}^2$  と想定すると、発生応力が  $40\text{kgf/cm}^2$  分だけ低下することになる。このうち、計算で考慮していなかった温度応力による分約  $20\text{kgf/cm}^2$  を差し引いた  $20\text{kgf/cm}^2$  を 図-103

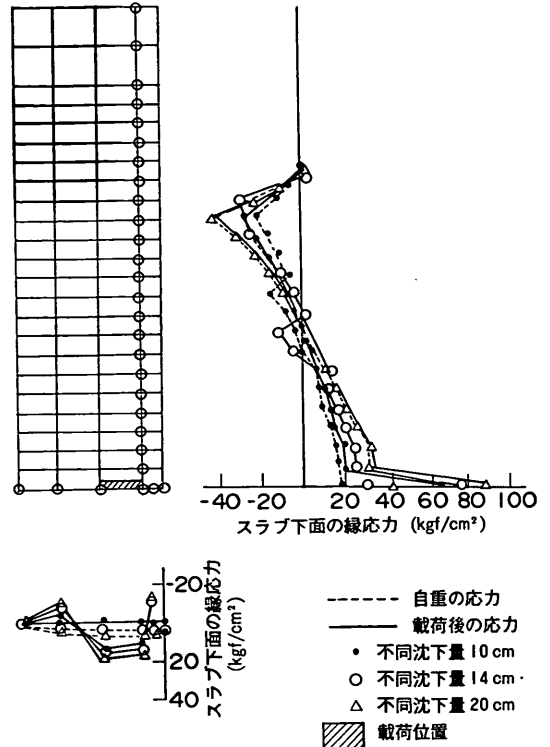


図-102(c) PC版内の応力分布 (2脚載荷時)

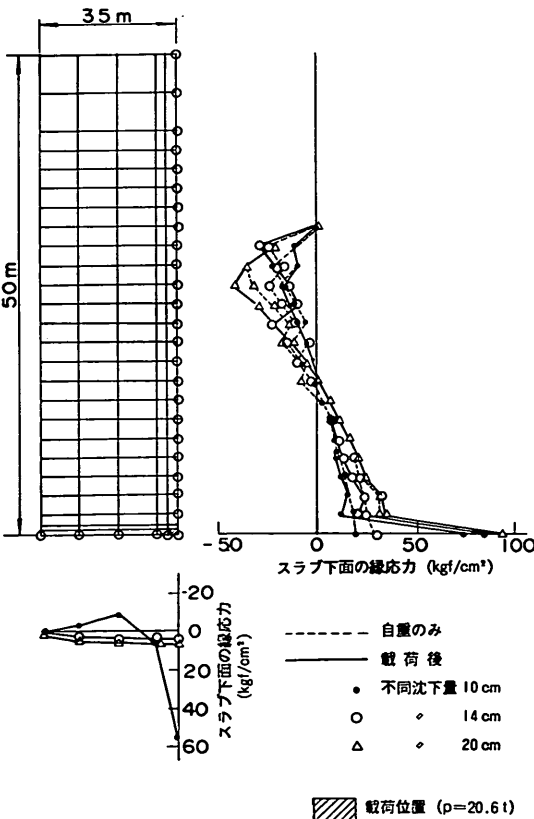


図-102(b) PC版内の応力分布 (1脚載荷時)

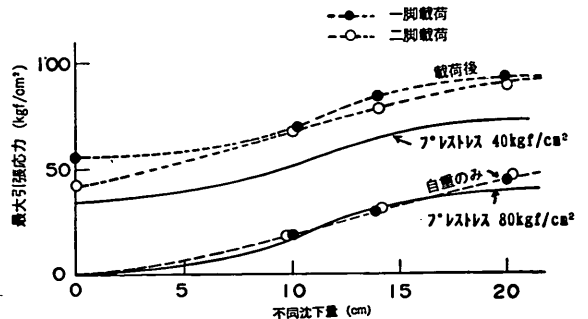


図-103 不同沈下量と最大発生応力の関係 (PC舗装)

の載荷後点線から差し引くと実線のようになり、設計基準曲げ強度の  $50\text{kgf/cm}^2$  より決まる限界不同沈下量は  $10\text{cm}$  として求められる。また、ここでは特に不同沈下を考慮しないで通常導入される prestress 量を考えたが、仮に prestress 量として導入可能な最大に近い  $80\text{kgf/cm}^2$  を導入するならば限界不同沈下量は  $20\text{cm}$  以上まで増加する。

(4) 連続鉄筋コンクリート舗装 (CRC)

CRC 舗装は、横方向のひびわれを許容しているため

路盤の不同沈下に対して追従性を有していると思われるのでP C版の解析モデルを利用して応力を計算した。解析に用いた CRC スラブの諸元は「新東京国際空港の舗装に関する研究報告書」, 「空港コンクリート舗装構造設計要項」を参照し以下のように設定した。

- スラブ厚 : 33cm
- 弾性係数 :  $3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- ポアソン比 : 0.2

なお, ここでは航空機荷重として2脚の場合のみ考えた。不同沈下と最大引張応力との関係は 図-104 のようになる。設計基準強度  $50 \text{ kgf/cm}^2$  を越えた時点でひびわれが発生するとするならば, ひびわれは不同沈下量が11cm 以上になった場合に発生する。ただし, CRC 舗装では鉄筋が入っているためひびわれを許容し, 不同沈下により発生する応力には鉄筋が抵抗することになる。ひびわれを許容するならば CRC 舗装の限界不同沈下量については今回の計算から特に設定することはできない。

(5) 舗装種別と限界不同沈下量の関係

以上の検討から舗装のタイプごとに不同沈下と発生応

表-4 舗装種別限界沈下量と曲率半径

種別	不同沈下量 (cm)	限界曲率半径 (m)	備考
A C	14	1,070	$\epsilon = 0.3\%$
N C	6	2,500	$\sigma = 50 \text{ kgf/cm}^2$
P C	10	1,500	$\sigma = 50 \text{ kgf/cm}^2$
CRC	—	—	ひびわれを許容

( $\epsilon$  : 限界引張ひずみ,  $\sigma$  : 設計基準強度)

力関係をまとめて示したのが 図-105 である。N CとP C舗装の場合は最大応力が設計基準強度  $50 \text{ kgf/cm}^2$  を越えたときに破壊(ひびわれ)が生じると考えられる。一方 CRC 舗装の場合はひびわれを許容する限り不同沈下による破壊は問題にならない。

図より各舗装種別ごとに限界不同沈下量を求め, まとめて表-4 に示した。ところで, ここでの沈下量の計算は便宜的に設定した幅30m に対し 図-92 で示したような三次曲線によって表される沈下が生じるとして計算したものである。A C舗装では最初のひびわれは図の三次曲線において最も曲率半径の小さいA点付近で発生している。そこで舗装構造のように表面の引張り強度で決まる構造の場合は, 図-92 で定義した不同沈下量  $\Delta s$  と沈下幅  $L$  という2つのパラメータで不同沈下を考えるかわりに, 最小曲率半径と対応させる方が便利であると考えた。曲率半径  $R$  と  $\Delta s$ , 沈下幅  $L$  との関係はすでに3.2 で述べたように

$$R = L^2 / (6 \Delta s) \quad (29)$$

となる。上式を用いて限界不同沈下量に対応する最小曲率半径を計算し, 各舗装構造の不同沈下に関する限界曲率半径としてまとめ, 表-4 に示した。表-4 の値は, 限られた想定断面や荷重条件に対して試算されたものであるが, 不同沈下による舗装体の耐力の限界を示すおおよその値は与えていると考えられる。

5.3 空港の機能を維持するために必要な基準勾配と不同沈下の影響

空港においては, 航空機の安全を確保し施設の機能を良好に維持するために各施設ごとに舗装面の基準勾配が定められている。空港構造物設計基準によると各施設ごとの基準勾配は表-5 のように規定されている。

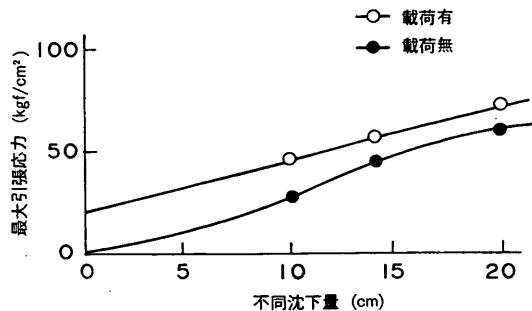


図-104 不同沈下量と最大引張り応力の関係 (CRC 舗装)

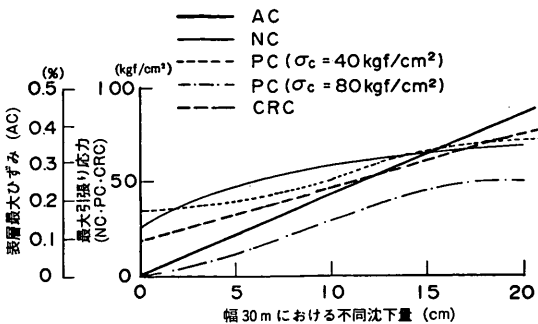


図-105 各種舗装に対する不同沈下量と最大ひずみおよび引張り応力

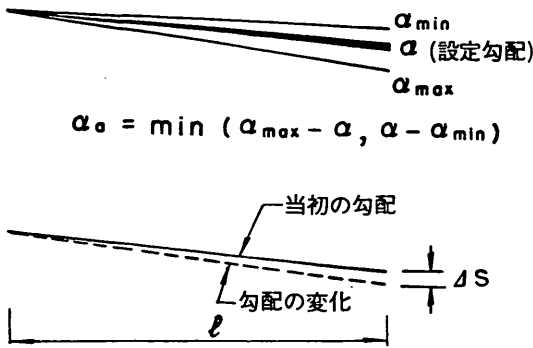


図-106 不同沈下による勾配の変化と許容勾配の定義

このように、施設の機能によって要求される勾配の基準は異なっている。また、ここでは最大勾配をあげたが一般に空港舗装においては雨水の排水がすみやかに行われるように0.5%程度の勾配が必要とされる。したがって、ある施設の当初の設定勾配を $\alpha$ 、最大許容勾配、最小許容勾配をそれぞれ $\alpha_{max}$ 、 $\alpha_{min}$ とすると、不同沈下が生じたときに許される勾配誤差 $\alpha_a$ は

$$\alpha_a = \min(\alpha_{max} - \alpha, \alpha - \alpha_{min}) \quad (30)$$

となる。以下 $\alpha_a$ を許容勾配変化とよぶことにする。

さて、幅 $L$ の区間で生じる不同沈下が $\Delta s$ であるとすると舗装面には平均して $\Delta s/L$ の勾配のくわいが生じることになる。沈下が生じたある舗装面においてみられる $s$ と $L$ の関係を図-106のように表すならば、不同沈下発生後も舗装面の基準勾配が満足されるためには

$$\Delta s/L < \alpha_a \quad (31)$$

でなければならない。

$\Delta s$ と $L$ が与えられれば上式によって舗装面の勾配変化の影響を判定することができる。

#### 5.4 不同沈下のシミュレーションによる空港舗装要補修率の推定

前項の解析によって空港舗装の不同沈下による被害か破壊については曲率半径、傾斜については勾配変化によって評価できることを示した。これによって不同沈下のシミュレーションによって求められる沈下のばらつきと空港舗装が不同沈下によって破る損害とを直接結びつけることができる。ここでは、全舗装面の中で不同沈下によって舗装面が損害を受け補修が必要になる部分の面積が占める割合を要補修率と定義することにし、不同沈下のシミュレーション結果から要補修率を算定する方法に

ついて検討する。

ある想定された空港舗装について不同沈下の発生による要補修率を求める手順は次のとおりである。

- ① 空港の下部の地盤の土質調査および試験結果にもとづいて地盤構成および地盤定数の確率的モデルを決定する。また、施工計画から载荷モデルを設定する。
- ② FUTO 88 を用いて不同沈下のシミュレーションを行う。シミュレーションの各試行ごとに、経過時間ごとの舗装面内に発生する曲率半径の分布および勾配変化の分布を計算する。この場合、曲率半径はメッシュ間不同沈下 $\Delta s$ とメッシュ幅 $L_m$ より式(29)によって求められる。また勾配変化は $\Delta s/L_m$ である。
- ③ 舗装の種類によって限界最小曲率半径 $R_{min}$ を、空港施設の種類と当初設定勾配から、許容勾配変化 $\alpha_a$ を決定する。各計算時間ごとに埋立地の中で $R < R_{min}$ である割合(舗装の耐力に関する要補修率)および $\Delta s/L_m > \alpha_a$ である割合(勾配変化に関する要補修率)を計算する。
- ④ 全部の試行終了後に、経過時間ごとにそれぞれの要補修率の平均と標準偏差を計算する。

以上のような解析を行えば、不同沈下によって空港舗装に将来どの程度の補修が必要になるかを定量的に推定することが可能である。

一例としてあるモデル地盤について行った解析結果を示す。解析においては次のような条件を仮定した。

- ・不同沈下計算のメッシュ幅は20mとし、範囲は400m×200mとする。
- ・すべてのメッシュで土層条件および荷重の载荷条件(埋立方法)はそれぞれ図-107に示すとおりである。
- ・舗装構造に関する限界曲率半径は、各舗装終了ごとに表-4で与えられるとする。
- ・エプロンの舗装であると想定する。表-5より許容勾配の範囲は0.5~1.0%である。許容勾配誤差 $\alpha_a$

表-5 空港施設の最大勾配

	最大縦断勾配	最大横断勾配
滑走路	0.8%	1.5%
若陸帯	1.5%	2.5%(非計器用), 5.0
誘導路	1.5%	1.5%
エプロン	1.0%	1.0%



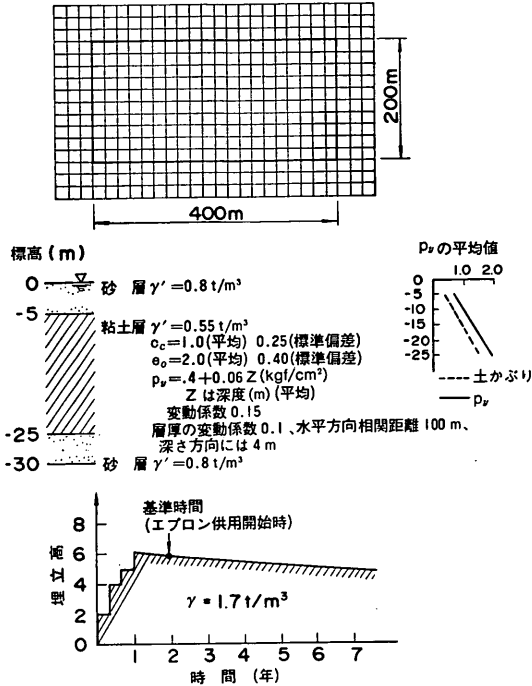


図-107 空港エプロンを想定した計算モデル

の要補修率は異なってくる。図のようにこの例では要補修率は2年経過後から上昇し、特にNC舗装の場合および $\alpha_a = 0.15\%$ の場合に大きい。図-109(b)は地盤改良がある場合の要補修率の変化である。図のように地盤改良によって残留沈下が小さくなると要補修率は低下する。しかしそれでもNCの場合は10年間で22%の舗装耐力に関する要補修率、 $\alpha_a = 0.15\%$ のときは22%の勾配変化に関する要補修率になる。

以上のような手順によって与えられた条件で将来不同沈下によって必要となる補修の程度を予想することができる。

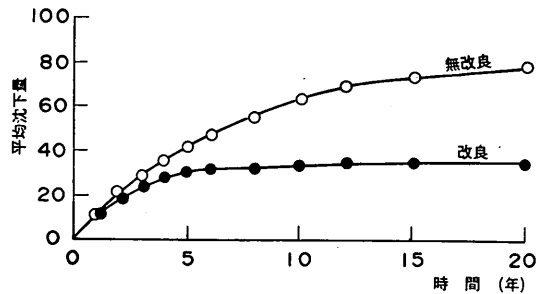


図-108 沈下の経年変化

は0.15%, 0.20%, 0.25%の3種類について考える。

- ・20mの軟弱粘土層に対して無処理で埋め立てる場合と、上部の10mについてドレーンを打設してこの部分の沈下が早期に終了するようにした場合の2通りについて解析する。

舗装の種類としてはAC舗装, NC舗装, PC舗装, CRC舗装の4種類を考えた。なお、エプロンの舗装の場合は輪立ちぼれが生じやすいという問題からAC舗装はあまり用いられないが、ここでは比較のためAC舗装についても検討した。なおFUTO88による試行は50回行った。以下に述べる沈下量および要補修率はすべて50回の試行の平均である。

図-108は、平均沈下量の経年変化を示すものである。図のように無処理の場合は20年間で約80cmの残留沈下が生じるのに対して、改良を行った場合残留沈下量は約35cmに減少する。

図-109(a)は、地盤改良が無い場合について50回の試行から求まる要補修率の平均を各経過時間ごとに示したものである。図中にはそれぞれの舗装種別に舗装耐力に関する要補修率、また許容勾配変化 $\alpha_a$ の値ごとの勾配変化に関する要補修率が計算されている。したがって、舗装構造の種類と $\alpha_a$ との組合せによって舗装全体

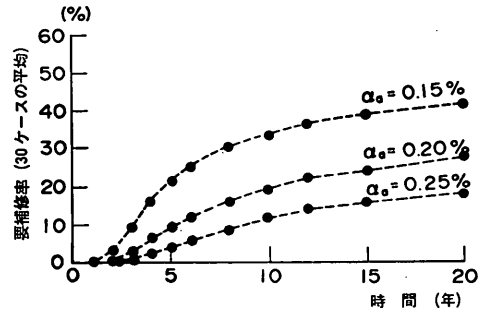
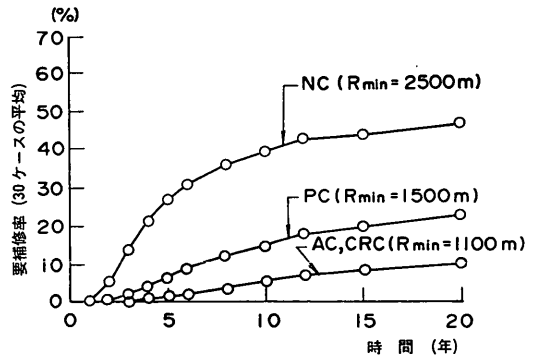


図-109(a) 要補修率の時間的変化(地盤改良なし)

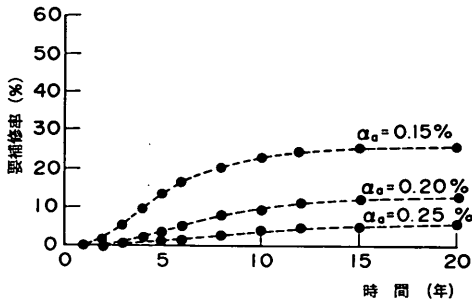
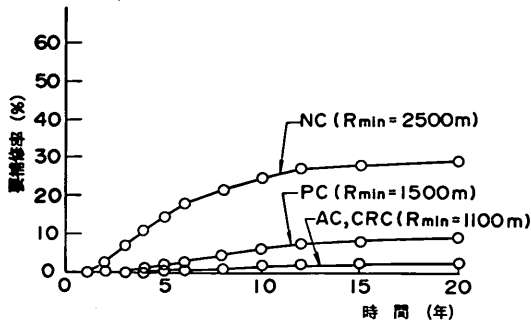


図-109(b) 要補修率の時間的变化(地盤改良あり)

### 5.5 軟弱地盤上の空港舗装における信頼性設計手法の導入(舗装のライフコストの検討)

前項までの手順によって不同沈下による空港舗装の要補修率がおおむね推定できることをあきらかにした。これらの解析結果を実際の設計に活用する観点に立てば、次に問題になるのは舗装構造の種別の選定および補修などの対策である。本手法では不同沈下による舗装の要補修率が確率的に求められることを利用して、信頼性設計の考え方を軟弱地盤上の舗装構造の設計に導入する方法について述べる。

#### (1) 信頼性設計の考え方

信頼性設計の考え方は、1960年代に構造力学の分野で提唱され、以来建築構造力学、ロケット工学、原子力工学の方面を中心にして盛んに研究されるようになった。近年、土質・基礎工学の分野でも研究が進みつつあり、昭和57年5月に「土質工学における確率統計の応用に関するシンポジウム」、昭和62年9月に「地盤工学におけるリスク評価に関するシンポジウム」が開催されるなど、いよいよ研究段階から実際の問題への適用が試みられている。

信頼性設計は通常の構造物の設計に用いられている安全率法と異なり、確率論的な方法を用いて構造物の破壊

確率を定量的に評価し、トータルの費用を最小にするような設計を選択しようとする考え方である。以下に、信頼性設計の基本的な考え方についての松尾による説明を引用すると次のようになる<sup>2)</sup>。

信頼性設計では次式のような評価関数を用いる。

$$C_T = C_C + p_F \cdot C_F \quad (32)$$

ここに  $C_T$  は期待総費用、 $C_C$  は構造物の建設費、 $C_F$  が破壊損失費、 $p_F$  は破壊確率である。信頼性設計の基本的な考え方は式(32)を用いて図-110によって説明できる。一般に構造物の安全度を高めるために破壊確率を小さくしようとする、構造物の建設費は高くなるざるを得ない。一方、構造物の安全度を低めにとれば構造物の建設費用を低く抑えることができる反面、もしも壊れた場合のために見込んでおく費用(構造物の再建費や各種補償費  $C_F$  とそれが生じる確率  $p_F$  を乗じたもの)は高くなってしまふ。したがって、図のように  $p_F \times C_F$  は  $p_F$  に対して右上がりの曲線となり、建設費  $C_C$  は  $p_F$  に対して右下がりの曲線となる。そこで、期待総費用を  $C_T$  として両者の和をとると  $C_T$  は図のように下に凸の曲線となる。図より  $C_T$  が最小となる設計案が最適案となるわけである。ただし、土木構造物の設計にあったては、構造物が破壊することによって生じる社会的な影響など(32)式に含めることが適切でない項目がむしろ重要である場合がある。この場合は、かならずしも(b)点が最適であるとして選択されるとは限らず、より破壊確率  $p_F$  の小さい設計案が採られる場合もありうることに注意しなければならない。

このように破壊確率、期待総費用という尺度を導入し

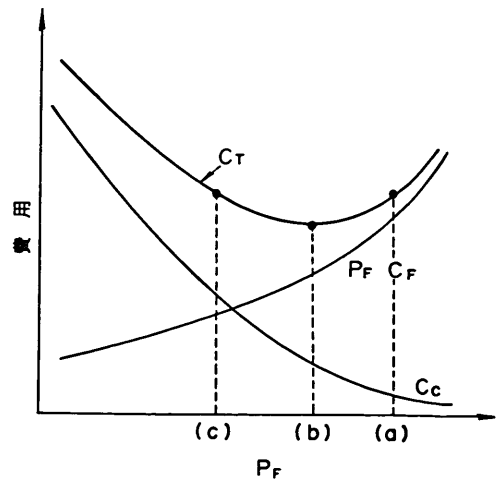


図-110 破壊確率と費用の関係(松尾<sup>2)</sup>)

て客観的に信頼性を評価しようとするところが、信頼性設計が従来の安全率法ともしっかり異なる特徴である。

さて、軟弱地盤上の空港舗装の問題に信頼性設計の考え方を導入するならば、前項までに求めた舗装の要補修率は、ほぼ式(32)における破壊確率に相当するものである。なお、空港舗装の問題では破壊といっても舗装構造の破損や路面の勾配の狂いなどであり、他の構造物のように構造物の機能や社会などに決定的な損害を与えるものではない。したがって、式(32)における期待総費用  $C_T$  を最小化するには、建設費、舗装構造の将来の破損によって生じる損害および補修に要する費用を含めたトータルな費用(ライフコスト)を最小化するような設計を最適とするものである。

(2) 初期建設費と補修費の算定

ライフコストを算定するためには、その基礎資料として初期建設費、補修費のコストをおおむね算定しておく必要がある。表-6 に各舗装種別ごとに、初期建設費の試算結果を示した。表の試算は、限られた条件に基づくものであり、実際の舗装の設計では個々の条件が異なってくるので変動する可能性があることに注意を要する。また、補修は舗装構造の耐力を回復させることと、勾配を修正することの2つの目的で行われるが、AC, NC, PC のそれぞれについて補修工法と補修効果の考え方をまとめ表-7 のように定めた。これらにもとづき補修に要する費用の試算結果を表-8 に示す。CRC 舗装については5.2による検討で明らかになったように、ひびわれを許容する構造であるのでクラックなどに対する補修の必要はない。しかしながら、勾配の補修を行う場合には、ひびわれを持つ CRC 舗装についてのかさ上げ等通常の補修がきわめて困難であるとされているため、舗装を全面的に打ちかえることになると考え、補修費は初期建設費と同等とした。

表-6 舗装種別ごとの建設費

単位 百万円/ha

種別	表層・路盤	路床工	計
A C	73	73	146
N C	118	37	155
P C	159	37	196
CRC	119	37	156

表-7 補修工法と補修効果の考え方

種別	補修の目的	補修工法
A C	勾配修正 耐力回復	かさ上げ
N C	勾配修正	かさ上げ
P C	耐力回復	打換え
	勾配修正 耐力回復	ジャッキアップ

表-8 舗装種別ごとの補修費

単位 百万円/ha

種別	補修工法	補修費	備考
A C	アスコン 嵩上げ	24	
N C	打換え	146	既設こわし、新設
	NC薄層嵩上げ	53	平均厚 7cm
	SFRC薄層嵩上げ	71	厚平均 7cm
	目地補修	1	
P C	ジャッキアップ	20	
	目地補修	0.6	

(3) 補修の目標値の設定

エプロンの舗装について図-109(a),(b)のように、各舗装種別の要補修率が計算された場合を例にとり、それぞれのライフコストを計算してみる。まず、これらの要補修率から具体的な補修の頻度を算定する必要がある。すなわち、空港舗装においては、ごく一部の舗装にひびわれなどの破壊が現れても直ちに補修を実施する必要があるとは限らないことが経験的に明らかになっている。したがって、補修を実施するための判定基準が必要になるのである。このような判定基準は、当然各施設の機能や使用性、重要度などによって異なってくるので、それぞれの施設について種々の条件を考慮する必要がある。ここでは、図-109(a),(b)を求めたモデル計算がエプロンの舗装を想定したものであるため、エプロンに

ついでに要補修率と補修の実施との関係について次のような考え方で目標値を設定した。

まず勾配についての補修が現実的に要請を受けるのは、表-5 から定めた基準勾配からさらに勾配が変化し、機能上運用できなくなった地点が発生した時点であろう。ここでは機能上施設の運用が困難になる勾配を基準勾配±0.2%と考え、その勾配が生じた時点で基準勾配を満足しない範囲を一括して補修するものとし、そのときの要補修率を考えた。エプロンの場合は基準の勾配が0.5~1.0%であるので、エプロン勾配が1.2%以上か0.3%以下になる地点が生じる（不同沈下が正規分布するとして確率論上1%以上になる）とき、要補修率を求めると図-111のようになる。図で見ると、たとえば、当初設定勾配が0.75%（許容勾配変化0.25）のときは勾配変化に関する要補修率4.4%で勾配の補修が実際に必要になり、また、当初設計勾配が0.95%のときは要補修率22.1%で補修が必要になることがわかる。これらの関係から許容勾配誤差 $\alpha_a$ と補修の目標値の関係を表-9のように設定した。

次に、クラックの発生など舗装構造の破壊、破損については、5%の要補修率のときに補修するものとした。これは、コンクリート舗装の路面評価法<sup>10)</sup>では、エプロンの場合、目地の破損率が5.7%に達すると早急に補修

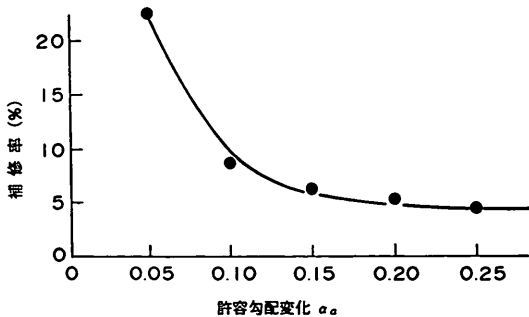


図-111 許容勾配誤差と補修実施時の要補修率の関係

表-9 許容勾配誤差と補修実施時の要補修率の関係

エプロン勾配 ( $\alpha$ )	許容誤差勾配 ( $\alpha_a$ )	要補修率 (%)
0.55, 0.95	0.05	22.1
0.60, 0.90	0.10	8.3
0.65, 0.85	0.15	6.8
0.70, 0.80	0.20	5.7
0.75	0.25	4.4

の必要があるとされていることを参考にしている。

なお、補修工事を実施するための基準については現在のところ十分確立されていないので、ここでの目標値は通常の補修の実績などにもとづいた概略的なものである。したがって、実際には破損した部分が特に重要な場所であった場合など目標値に達していなくても補修する場合はありうると考えられる。

(4) ライフコストの算定

以上のように目標値を定めると、想定したエプロン舗装について、舗装後10年間のライフコスト $C_T$ は次式で計算できる。

$$C_T = C_C + C_{R1} \cdot N_{R1} \cdot S_{R1} + C_{R2} \cdot N_{R2} \cdot S_{R2} \quad (33)$$

ここに $C_{R1}$ はひびわれなど舗装構造の被害を補修するために要する費用であり、 $N_{R1}$ 、 $S_{R1}$ は10年間の補修回数と補修面積である。また、 $C_{R2}$ は基準勾配と狂いが生じた被害を補修するための費用であり、 $N_{R2}$ 、 $S_{R2}$ はこの被害に対する10年間の補修回数と補修面積である。

ここではAC、NC、PC、CRC舗装についてのライフコスト $C_T$ を算定した。式(33)において $N_{R1}$ および $N_{R2}$ は舗装の要補修率の関数であり、 $C_T$ は前項のモデル計算で舗装の破損、勾配の狂いのそれぞれについて求められた要補修率の平均値を用いて計算される。まず、前項で想定したエプロン舗装部では、供用開始後10年間に、上に示した目標値によって図-112(a)、(b)で示すような頻度で補修が行われることになる。図のように地盤改良によって残留沈下を減少させれば、舗装の不同沈下による補修の頻度は大きく低下する。

計算されるライフコストの10年間の変化は、地盤改良の有無、当初設定勾配によって決まる許容勾配変化 $\alpha_a$

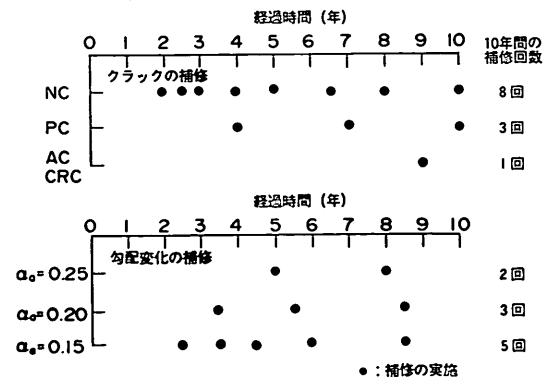


図-112(a) 予想される補修の頻度（地盤改良なし）

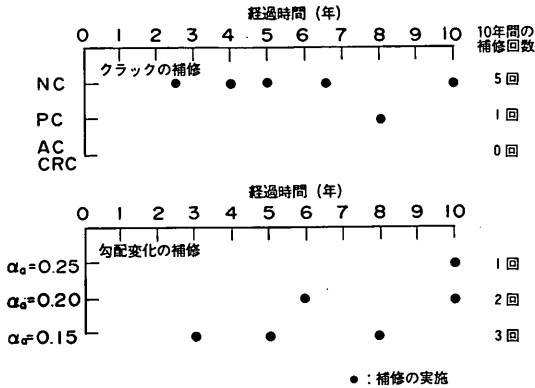


図-112(b) 予想される補修の頻度 (地盤改良あり)

によって 図-113(a)~(d) のようになる。図のように今回用いたモデルではいずれの場合もアスファルトによる舗装が最も経済的であるという結果になった。ただし 図-113(a)~(d) で計算された総費用は不同沈下の影響についてのみ考慮したものであり、たとえば、アスファルト舗装の場合の輪立ちばれなどの問題については当然別個に検討する必要がある。また、これらの費用は工事費としてのみ算定されたもので、補修による空港の閉鎖、施設の使用制限などの空港の機能の損失は考慮されていない。これは、空港舗装の補修工事が通常は夜間作業だけで対応可能であり、空港の機能にあまり影響を与えないと考えられるためである。しかし、夜間作業で対応できないような補修が必要になる場合は当然これら

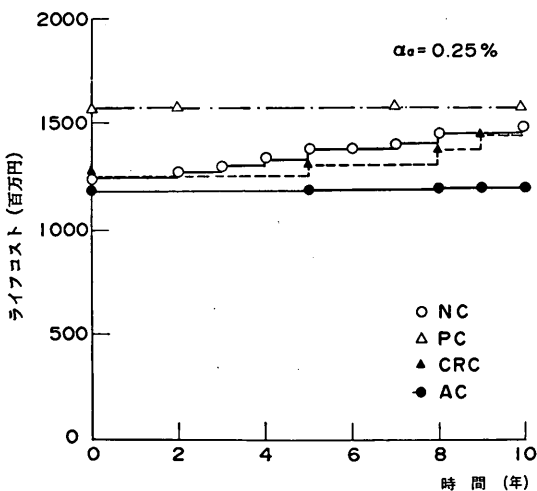


図-113(a) ライフコストの経年変化 (地盤改良なし,  $\alpha_a=0.25\%$ )

の損失も  $C_{R1}$ ,  $C_{R2}$  の中に含まれるべきであろう。さらに、たとえば 図-112(a) のNC舗装の場合のような高い頻度での補修が実際に可能であるかどうかとも問題である。舗装の破損(ひびわれ)による社会的なイメージの低下などの損害も定量化が難しいためにここでは考慮していないが、空港の利用者に与える印象などの要因をコストとして加えるならば 図-113 による評価が大きく変動することも十分に予想できる。

このように、今回行ったライフコストの算定と比較は、

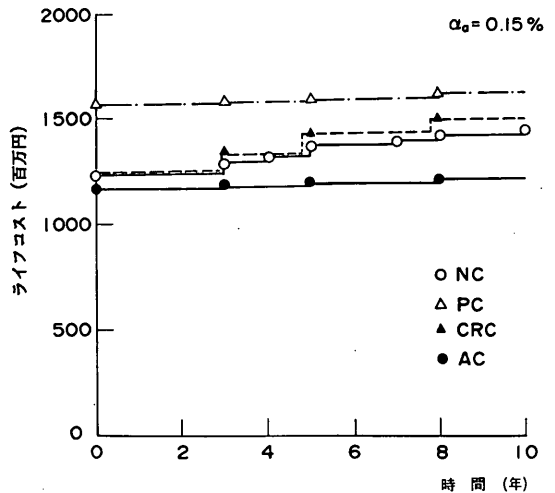


図-113(b) ライフコストの経年変化 (地盤改良なし,  $\alpha_a=0.15\%$ )

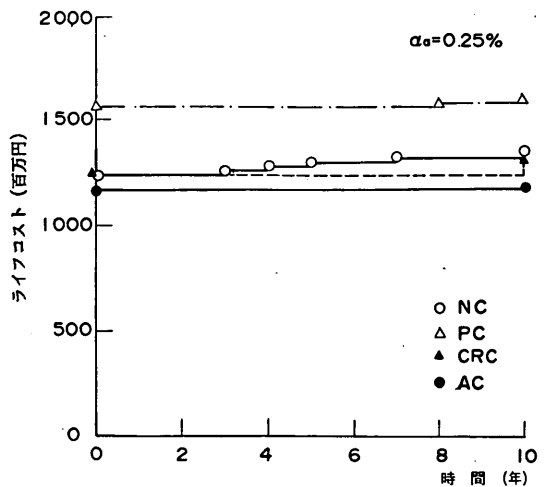


図-113(c) ライフコストの経年変化 (地盤改良有り,  $\alpha_a=0.25\%$ )

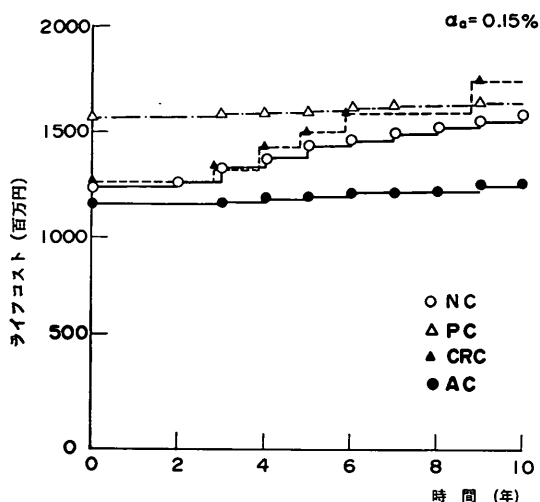


図-113(d) ライフコストの経年変化（地盤改良有り， $\alpha_a=0.15\%$ ）

舗装構造の耐力の設定，建設・補修コストの試算の妥当性，補修の目標値，空港をとりまく社会的な条件などにおいて，多くの前提条件のもとにのみ成立するものである。したがって，実際の設計への適用にあったは，それぞれの条件を確認して総合的に判断することが望まれる。しかしながら，今回用いた考え方をを用いるならば，将来不同沈下が生じると予測される地盤における空港舗装構造の設計を合理的に行うことができると考えられる。

## 6. 結論

軟弱地盤上に建設される空港舗装構造におよぼす不同沈下の影響を調べるために一連の調査と解析がおこなった。主な結論は次の通りである。

- (1) 地盤定数のばらつきを考慮して不同沈下量を推定する不同沈下シミュレーションプログラムを改良し，新たに地盤定数の水平方向自己相関，三次元圧密の効果を考慮できるようにした。改良されたプログラム FUTO88 は，従来よりも密な距離間での不同沈下シミュレーションが可能であるので，不同沈下量を考慮した設計に用いることができる。
- (2) 不同沈下の事例を解析し水平方向の自己相関を調べた結果，沈下の水平方向の相関距離は 50～300m であることがわかった。また，水平方向の地盤定数の相関距離は，沈下量の相関距離とほぼ一致することが，シミュレーション結果より明らかになった。

(3) 〇埠頭および東京国際空港沖合展開事業における広範囲な不同沈下動態観測の結果をまとめると，沈下量の凹凸の山と谷が生じる幅は平均 80～200m であった。40m×40m の範囲で沈下観測点を設定し計測した結果によると 2～40m の距離での細かな凹凸はみられず，全体になだらかに傾斜した沈下が生じている。このことと広範囲の動態観測結果での沈下の幅が 80～200m であったことから，埋立地においては，短い距離間の不同沈下は発生しにくいことが確認された。

(4) 〇埠頭および東京国際空港における不同沈下観測事例と FUTO88 によるシミュレーション結果を比較すると，シミュレーション結果は実測結果をよく説明している。したがって FUTO88 による不同沈下のシミュレーションは妥当な結果を与えたと考えられる。

(5) 事例解析および代表的な沖積地盤を対象にしたシミュレーション結果から，埋立地内や港湾構造物において不同沈下を予測するための簡便なチャートを作成した。このチャートを用いると，土質定数，層厚についてばらつきをもつ地盤に造成した埋立地における不同沈下量をおおよそ予測できる。

(6) 空港舗装におよぼす不同沈下の影響は，不同沈下が舗装構造に与えるクラックなどの破損，および舗装表面の勾配の変状に分けられる。舗装構造の破壊については，代表的な舗装断面について FEM 解析を行い，各舗装種別ごとにクラックが生じる限界曲率半径を算定した。また，舗装表面の勾配の変化の許容値は各空港施設の使用性によって規定される。FUTO 88 によるシミュレーション結果にこれらの基準を適用すれば，舗装終了後に発生する不同沈下によって将来必要となる補修の程度が推定できる。さらに，推定される補修頻度について舗装構造ごとのライフコストを算定して比較するならば，不同沈下が生じる地盤での合理的な舗装構造の選定が可能になる。

## 7. あとがき

本研究は埋立地において発生する不同沈下量を予測するための数値シミュレーションプログラム FUTO88 を開発し，その計算結果にもとづいて不同沈下を推定する方法を提案したものである。さらに，沈下が残留する地盤上に建設される空港施設について，将来の不同沈下が舗装構造におよぼす影響を定量的に予測する手法についても検討した。今後はさらに，事例解析を積み重ねることによって本手法の適用性を高めて行きたいと考えている。

本研究は筆者の一人である土田が昭和62年12月より63

年7月まで第二港湾建設局横浜調査設計事務所に併任中に、小野と共同で行った。

本報告の中で用いられている沈下実測データの収集と解析の一部は東京空港工事事務所および横浜調査設計事務所によって実施された。

本報告をとりまとめるにあたって非常に多くの方々のご協力をいただいている。横浜調査設計事務所の豊田奉節前所長および田中洋行前次長には終始本研究について力強いご支援をいただいた。羽田1期工事の沈下データの解析には長尾毅係長の協力を得た。佐藤勝久港湾技術研究所土質部滑走路研究室長からは空港舗装全体について貴重なご教示をいただいた。相互に相関性をもつランダムな変数の割付方法は清水建設(株)大崎研究室の山崎文雄博士に教えていただいた。シミュレーション計算の実施には土性研究室長小林正樹氏に、また、原稿の調整にあたって土性研究室水上純一研究官の協力をいただいている。さらに、本報告の内容は、筆者らが委員として出席した東京国際空港エプロン舗装構造解析調査研究会(座長:奥村樹郎沿岸開発技術センター常務理事)での検討結果を参考にさせていただいた。

ご協力いただいた方々、貴重なご討議をいただいた委員の方々、資料の収集整理にあたっていただいた委員会事務局、関係者の皆様に深く感謝の意を表します。

(1988年9月30日受付)

## 参 考 文 献

- 1) 奥村樹郎・土田孝(1981):土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, 第20巻3号
- 2) 松尾 稔(1984):地盤工学—信頼性設計の理念と実際一, 技報堂出版
- 3) 星谷 勝・石井 清(1986):構造物の信頼性設計法, pp.88-95, 鹿島出版会
- 4) 久楽勝行・護摩堂満・竹内辰典(1983):軟弱地盤上の不同沈下の実体とその予測, 土木技術資料 25-12, pp.15-21
- 5) 林 洋介・佐藤勝久(1984):地盤の不同沈下による空港舗装の破損, 第19回土質基礎工学研究発表会, pp.1489-1491
- 6) 土質部滑走路研究室内部資料
- 7) 土田 孝・小野憲治・長尾 毅(1988):不同沈下のシミュレーションとその空港舗装設計への運用, 第23回土質工学研究発表会, pp.371-374
- 8) 東京国際空港エプロン舗装構造解析調査委員会報告書(1988), (財)沿岸開発技術研究センター
- 9) W. H. Tang (1979): Probabilistic Evaluation of Penetration Resistance, Proc. A. S. C. E Vol. 105, No. GT10, pp. 1173~1191
- 10) 運輸省航空局(1984): 空港舗装補修要領(案), p. 44