

大水深護岸の変形解析

関口 秀雄・柴田 徹
三村 衛・角倉 克治

BEHAVIOUR OF THE SEAWALL AND BRIDGE ABUTMENT AT THE EDGE OF AN OFFSHORE AIRPORT FILL

By *Hideo SEKIGUCHI, Toru SHIBATA,*
Mamoru MIMURA and Katsuji SUMIKURA

SYNOPSIS

This paper is concerned with the predicted performance of an offshore airport fill to be built on the bed of soft alluvial clay underlain by very thick strata of pleistocene clays. Coupled stress-flow analysis using the method of finite elements are performed, with emphasis on predicting the behaviour of the seawall and the nearby abutment for the access bridge. Elastoplastic and creep properties of the Quaternary clays is considered in the analysis procedure in a consistent way, through the implementation of a plane-strain elasto-viscoplastic constitutive model. The predicted performance emphasizes the importance of the long-term consolidation of the pleistocene clays, in terms of post-construction deformation, as compared with the behaviour of the overlying soft alluvial clay that is treated partly with columns of densely compacted sand (SCP) and more extensively with vertical sand drains (SD). It is shown that the vertical stress tends to concentrate into the SCP-treated region adjoining the more compressible SD-treated region, and that such stress concentration accounts for the peak occurring in the profile of compression of the pleistocene clays along the axis of the access bridge. It is also shown that the initially over-consolidated pleistocene clays undergo yielding in their upper part, along with the gradual dissipation of excess porewater pressures, and that the front of yielding progresses downwards with time. Such delayed yielding is shown to be predominant well after the end of construction and is accompanied by the delayed, laterally outward deformation of the pleistocene clays. This behaviour of the undersea clays is contrasted with the behaviour of the crest of the sea wall and the abutment footing, both of which exhibit the inward lateral movements with time, in general accordance with the settlement profile of the undersea soils along the axis of the access bridge.

1. はじめに

近年、我が国におけるウォーター・フロント開発の進展には目覚ましいものがある。大阪湾においては、ポート・アイランドや大阪南港埋立地など比較的沿岸部における大規模埋立地盤の造成をはじめ、水深20 m近い沖合いに現在建設中の関西国際空港などが、その好例である。

特に、大阪湾地域においては上述のような大規模人工島の建設にともない、従来より問題とされてきた海底沖積粘土層の変形と安定性に加えて、その下位に厚く堆積している洪積粘土層の圧密降伏及び長期沈下問題が大きくクローズ・アップされてきている。その背景には、海底沖積粘土層に対しては、バーチカル・ドレーン工法や締固め砂杭工法などの地盤改良工によって沈下促進や沈下低減を図ることが可能であり、実際にも多くのプロジェクトに採用されてきたにもかかわらず、地盤内深くに存在する厚い洪積粘土層については、こうした対策工を施すのは実際的ではないという事実がある。したがって洪積粘土層の変形問題は、今後ますます重要になると考えられる。また、こうした人工島の建設に際しては、アクセス交通路等の取付けの関係で、その隅角部に位置する護岸と構造物基礎の三次元的な変形挙動の解明も重要となる。

本報告では、泉州沖に現在建設中の関西国際空港島を取上げ、空港連絡橋取付部を中心とする地盤の変形挙動を二次元弾・粘塑性有限要素法によって詳細に解析することにより、次の事項を明らかにする。

- (1) 洪積粘土層の圧密降伏と長期変形特性
- (2) 連絡橋取付部の縦断及び横断方向の変形性状
- (3) 基礎地盤の不同沈下と側方流動に関連したセル護岸の安定性

また、施工過程を忠実に考慮した準一次元圧密解析法を併用することにより、空港島隅角部の変形挙動に及ぼす三次元的な応力分散効果を定量的に把握することを試みる。

2. 空港島の概要

関西国際空港は、泉州沖約5kmの海域に造成中の人工島（埋立面積511ha）に立地する本格的な海上空港であり、完成後は、我が国初の24時間運用可能な世界に開かれた空港となる^{1),2)}。

文献1), 2)によれば、当該海域の水深は16.5mから19m程度であり、海底地形は海岸線から湾中央部に向かってゆるやかな斜面を形成している。また海底地盤の地質構造は、走行が海岸線に平行で湾の中央部へ傾斜する単斜構造となっており、沖積粘土層厚は、沖側の護岸部で約20m、岸側の護岸部で約16mである。そして沖積粘土層の下位には、厚さ数百mに及ぶ洪積層が堆積している。

空港島の完成平面図をFig. 1に模式的に示す。空港島の北東部に位置する連絡橋取付部は、幅150m、長さ90mの突出構造となっている（Fig. 2）。同地域の護岸構造は直径20mの鋼管セル護岸で、A-1橋台は護岸法線から島内側へ40m、P-1橋脚は陸岸側へ50mの位置に建設される予定である。

本工事では、護岸の鋼製セル直下及びA-1橋台直下の沖積粘土層に対しては、サンドコンパクションパイル（SCP；改良率 $a_s=70\%$ ）による地盤改良が実施される。護岸背面の沖積粘土層に対してはサンド・ドレーン（SD；40cm径、2.5m四角形配

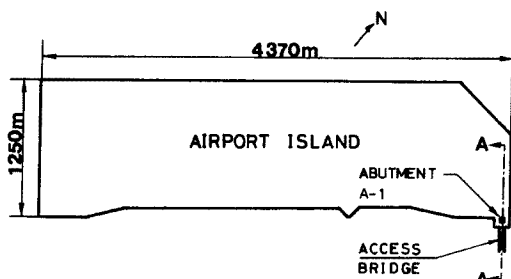


Fig. 1. Plan view of an offshore airport island.

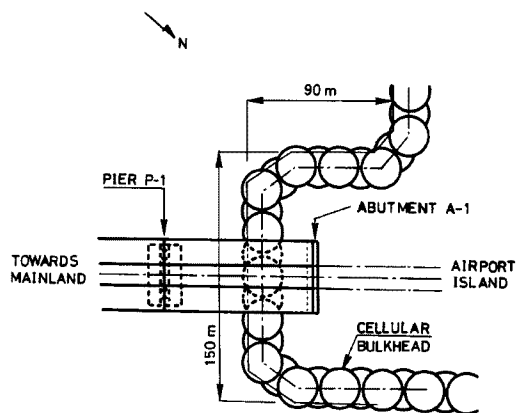


Fig. 2. Arrangement of the access bridge on the side of the airport island.

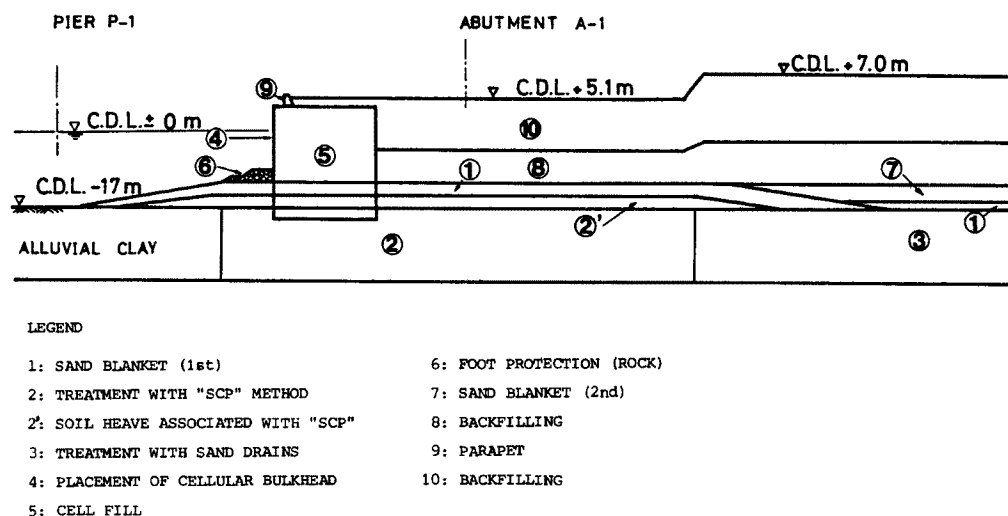


Fig. 3. Cross-section of the airport fill along the axis of the access bridge, together with the sequence of construction.

置)によって、全域にわたって地盤改良が行なわれる。

連絡橋取付部付近の概略施工工程を示すと、Fig. 3 のようになる。まず、敷砂1を施工した後、SCP工法及びSD工法による地盤改良を行なう。次に鋼製セルの据付け、中詰め、根固め石の設置を行ない、その後は順次、背面盛土を実施することになる。

3. 解析手法

本研究においては、有限要素法による平面ひずみ弾・粘塑性圧密解析と、応力の三次元的分散を考慮した慣用の準一次元沈下解析を行なった。以下に、それぞれの解析手法の要点を述べる。

3.1 有限要素法による平面ひずみ弾・粘塑性圧密解析

本解析手法は、飽和粘土の平面ひずみ条件下における弾・粘塑性圧密挙動を有限要素法によって解析するものである³⁾。すなわち、飽和粘土の構造骨格の変形と間隙水の流動の連成問題を Biot 流に定式化するとともに、それを高速電子計算機によって数値的に解くものである。

(1) 構成モデルと間隙水の流動則

飽和粘土の構成モデルとしては、ここでは文献4)に提案した弾・粘塑性モデルを組み込んでいる。同モデルの特徴は、Sekiguchiの弾・粘塑性モデル⁵⁾の基本的な枠組みを維持しながら、粘塑性流動則を新たに式(1)の形に設定することにより、静止土圧係数 K_0 の予測能力の功善(後出の Fig. 12 参照)と、Mohr-Coulomb の破壊則との整合性を実現しているところにある。

$$\frac{\dot{\gamma}^p}{\dot{v}^p} = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}}{\sin \phi' - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\dot{v}^p = \dot{\epsilon}_1^p + \dot{\epsilon}_3^p$ は体積ひずみ速度の粘塑性成分、 $\dot{\gamma}^p = \dot{\epsilon}_1^p - \dot{\epsilon}_3^p$ はせん断ひずみ速度の粘塑性成分、 ϕ' は有効内部摩擦角、 σ'_1 は最大有効主応力、 σ'_3 は最小有効主応力である。

他方、間隙水の流動則としては、Darcy 則を採用するとともに、同流動則に含まれる材料パラメータ

(透水係数 k) の間隙比 e への依存性を次式によって考慮している。

$$k = k_0 \cdot \exp\left(\frac{e - e_0}{\lambda_k}\right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 λ_k は透水性変化指数である。

(2) パーチカル・ドレーン打設地盤に対するマクロ・エレメント法

本平面ひずみ圧密解析では、SD工法とSCP工法で沖積粘土層に設置される砂杭の集排水効果を、マクロ・エレメント法⁶⁾によって忠実に考慮していることも大きな特徴である。以下に、同法の考え方を要約しておこう。

基礎方程式は、無処理地盤の場合と同様に、釣合方程式と連続方程式である。これらに対して空間的に離散化した表現を導いた後、時間軸に関して Step by Step に解くことにより、地盤内の各点の変位と間隙水圧の値を刻々求めることができる(後出の式(16)参照)。

なお、土塊のグローバルな変形は x - z 平面内に生ずるものとする。

基本マクロ・エレメントの定式化

説明の便宜上、まずパーチカル・ドレーンを含まない土塊に対する連続式の離散化表現について述べる。すなわち、Fig. 4 に示すような節点1～4をもつ有限要素に対し、間隙水の連続条件式を考える。

時間増分 Δt の間に生じるこの有限要素の体積ひずみ増分を Δv 、その4つの境界面から流出する正味の水量を $Q\Delta t$ と表わすと、連続方程式は次のようになる。

$$\int \Delta v dx dy dz = Q\Delta t \dots\dots\dots (3)$$

ここで間隙水の流動則として Darcy 則を用い、各要素の透水係数 k の値が異なる一般的な場合を想定してみよう。このとき、水量 $Q\Delta t$ は、節点1～4をもつ中心要素の代表間隙水圧 p_w と、その周辺要素の代表間隙水圧 p_{wi} ($i=1\sim 4$) を用いて次のように表わすことができる。

$$Q\Delta t = \left[\left(\sum_{i=1}^4 \beta_i \right) \cdot p_w - \sum_{i=1}^4 \left(\beta_i \cdot p_{wi} \right) \right] \cdot S_y \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 β_i ($i=1\sim 4$) は i 方向への流出係数、 S_y は各要素の奥行方向の長さである。

一例として、境界線14(節点1と4を結ぶ鉛直線)を横切る方向の流出係数 β_1 の具体的な表現を示すと、次のようになる。

$$\beta_1 = \frac{k_h \cdot \Delta t \cdot S_z / \gamma_w}{d_1 + (l_1 - d_1) \cdot (k_h / k_{h1})} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 k_h と k_{h1} はそれぞれ中心要素と隣接要素1の水平方向の透水係数、 S_z は流れに垂直な方向の要素幅、 γ_w は水の単位体積重量、 d_1 は中心要素の図心から境界線14までの垂直距離、 l_1 は中心要素の図心と隣接要素1の図心との間の距離である。

いま、直径 $2a$ のパーチカル・ドレーンが規則正しく格子状に、ピッチ $S_x = S_y$ で打設されているものとしよう。このとき基本となるマクロ・エレメントは、その中心に1本のパーチカル・ドレーン(直径2

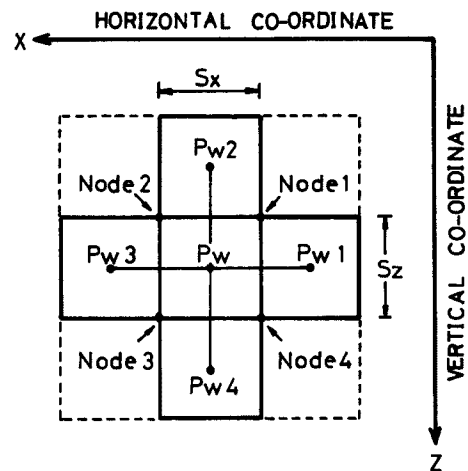


Fig. 4. Sketch showing the freedom of excess pore water pressure (P_w) of a centered element and those of the adjoining four elements.

a , 長さ S_x) を有する, 平面寸法 $S_x \times S_y$, 高さ S_z の角柱となる。ここに, 数値的に $S_y = S_x$ であることに注意しよう。

一例として, 隣接する3個のマクロ・エレメント内の過剰間隙水圧分布を模式的に示すと, Fig. 5 のようになる。同図から明らかなように, 各要素内にはバーチカル・ドレーンに向かう放射状の間隙水流が生ずることになる。

さて時間増分 Δt の間に, このような1本のバーチカル・ドレーン (直径 $2a$, 長さ S_x , 透水性=無限大) を通じて排出される水量を $Q_{VD} \cdot \Delta t$ と表わしてみよう。これは, ドレーン外周 ($r=a$) における動水勾配と次のように関係づけられる。

$$Q_{VD} \cdot \Delta t = 2\pi a \cdot S_x \cdot k_h \cdot \Delta t \cdot \left. \frac{\partial(p_w/r_w)}{\partial r} \right|_{r=a} \quad (6)$$

他方, 式 (4) の形から類推すると, 1個のマクロ・エレメント内に1本のバーチカル・ドレーンが存在する効果は, 次式のように表わせるはずである。

$$Q_{VD} \cdot \Delta t = \beta_{VD} \cdot \bar{p}_w \cdot S_y \quad (7)$$

ここに, β_{VD} はバーチカル・ドレーンへの流出係数, S_y はマクロ・エレメントの奥行長さ, $\bar{p}_w$ は式 (8) で定義される平均過剰間隙水圧である。

$$\bar{p}_w = \frac{2\pi \int_0^b p_w \cdot r \cdot dr}{\pi b^2} \quad (8)$$

上式において, b は有効集水半径で, ドレーン・ピッチ ($S_x = S_y$) と次の関係がある。

$$b = \frac{S_x}{\sqrt{\pi}} = \frac{S_y}{\sqrt{\pi}} \quad (9)$$

したがって, バーチカル・ドレーン周辺の過剰間隙水圧 p_w の分布特性, すなわち $p_w = p_w(r, z, t) = f(r) \cdot g(z, t)$ とおいたときの形状関数 $f(r)$ が定まれば, 式 (6) と式 (7) を等置することにより, バーチカル・ドレーンへの流出関数 β_{VD} を具体的に定めることができる。

すなわち, 文献6) では, 上述のような観点から最終的に形状関数 $f(r)$ として, “等ひずみサンドドレーン問題の固有関数” を選定している。すなわち, 次式を導入している。

$$f(r) = \ln\left(\frac{r}{a}\right) - \frac{r^2 - a^2}{2b^2} \quad (10)$$

上式より $f(a) = 0$ であること, すなわちドレーン内では水頭損失がなく, 至るところで過剰間隙水圧はゼロであると仮定していることに留意しよう。また, $df/dr|_{r=b} = 0$ が成り立っていることにも留意しよう。この境界条件は, 隣接する2個のマクロ・エレメント間を横切る水平方向の水流が生じないことを意味しているが, ドレーンの打設されていない未改良部との境界付近を除けば, 物理的にみて妥当な条件と考えられる。改良部と未改良部の境界付近の取扱いについては, 後述する。

さて, 格子配列 ($S_x = S_y$) のバーチカル・ドレーンに対し, その任意の1本への流出係数 β_{vd} を具体的に求めると, 次のようになる。

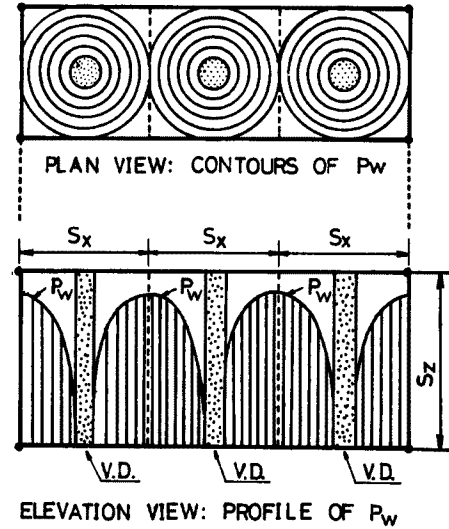


Fig. 5. Sketch illustrating the distribution of excess pore water pressures around equally spaced vertical drains.

$$\beta_{VD} = \frac{2\sqrt{\pi} \cdot k_h \cdot \Delta t}{\gamma_w} \cdot \frac{S_z}{b} \cdot \left[\frac{1 - \frac{1}{n^2}}{\ln(n) - \left(1 - \frac{1}{n^2}\right) \left(3 - \frac{1}{n^2}\right) / 4} \right] \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $n=b/a$ である。

上述の考え方を実際に運用するには、前出の式(3)と式(4)を次のように修正するだけでよい。

$$\int \Delta v dx dy dz = Q \Delta t + Q_{VD} \cdot \Delta t = \left[\left(\beta_{VD} + \sum_{i=1}^4 \beta_i \right) \cdot \bar{p}_w - \sum_{i=1}^4 (\beta_i \bar{p}_{wi}) \right] \cdot S_y \dots\dots\dots (12)$$

ここに、未知水圧として p_w のかわりに、式(8)で定義される平均間隙水圧 $\bar{p}_w$ を用いていることに注意しよう。

また、基本マクロ・エレメントにおいては式(10)の形状関数を用いるとともに、 $f(b)=0$ という境界条件を組み込んでいる。したがって、このことと斉合をとるには式(12)において、 $\beta_1=0$ および $\beta_3=0$ と考えればよい。パラメータ β_2 と β_4 は、考えているマクロ・エレメントの上位及び下位に位置するマクロ・エレメントへの流出係数で、その具体的表現は、式(5)に準じて求めることができる。

なお、1個のマクロ・エレメントに複数のバーチカル・ドレーンを含ませることも可能である。その場合には、1個のマクロ・エレメントあたりのドレーン本数を N_{VD} とし、式(7)の表現を、 $Q_{VD} \cdot \Delta t = N_{VD} \cdot (\beta_{VD} \cdot \bar{p}_w \cdot S_y)$ とすればよい。そして、エレメント幅として、 $N_{VD} \cdot S_z$ をとればよい。ここに、 $S_z = S_y$ はドレーン・ピッチである。このようにすると、有限要素分割数を大幅に低減することができ、数値解析上、有利になる。

遷移マクロ・エレメントの定式化

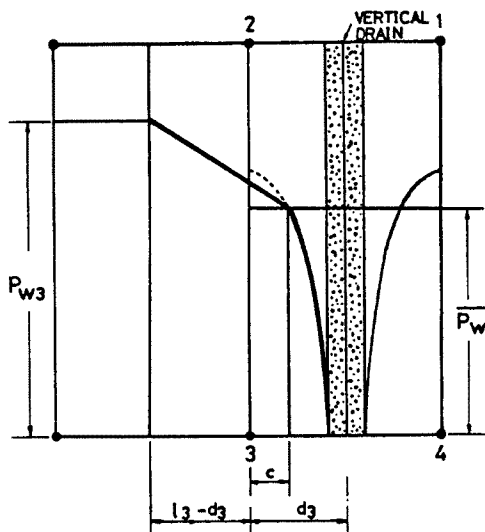


Fig. 6. Sketch illustrating the proposed way of considering water flow across the boundary between the treated and untreated regions.

バーチカル・ドレーン打設領域は一般に有限であるため、未改良部との境界付近の取扱いには工夫を要する。すなわち、改良部と未改良部の境界を横切る間隙水流の寄与を考慮する必要がある (Fig. 6 参照)。同図中の節点1~4をもつ遷移マクロ・エレメントに注目し、その代表過剰間隙水圧 $\bar{p}_w$ を、同要素の中央高さ ($S_z/2$)、かつ改良部と未改良部の境界線23より距離 c だけ内側に入った点に割り付けることにしよう。ここに、

$$c = (b-a)/2 \dots\dots\dots (13)$$

ただし、 a はバーチカル・ドレーンの半径、 b はバーチカル・ドレーンの有効集水半径である。

他方、隣接する未改良要素の代表間隙水圧 p_{w3} は、同要素の図心位置に割り付けられる (Fig. 4 参照)。

したがって、Fig. 6の場合に戻ると、改良部と未改良部の境界線23を横切る間隙水流の連続条件より、式(12)の表現に必要な遷移マクロ・エレメントの流出係数 β_3 として次式を得る。

$$\beta_3 = \frac{k_h \cdot \Delta t \cdot S_z / \gamma_w}{c + (l_3 - d_3) \cdot k_h / k_{h3}} \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 k_h は遷移マクロ・エレメント中の粘土基質の透水係数、 k_{h3} は隣接未改良部を構成する粘土の透水係数である。

すなわち、その左辺が未改良部に接する遷移マクロ・エレメントにおいては、基本マクロ・エレメント

ではゼロとしていた流出係数 β_3 の寄与を、式(14)によって加味すればよい。

また、右辺が未改良部に接する遷移マクロ・エレメントの場合には、式(15)で定義される流出係数 β_1 の寄与を考慮すればよい。

$$\beta_1 = \frac{k_h \cdot \Delta t \cdot S_z / \gamma_w}{c + (l_1 - d_1) \cdot k_h / k_{h1}} \quad \dots\dots\dots (15)$$

全体剛性方程式

以上、連続式を中心にマクロ・エレメントの定式化を紹介した。釣合式に対しては、仮想仕事の原理に基づいて所要の離散化表現を導くことができる。その場合、未知量として各節点の変位増分の集合 $\{\Delta u\}$ と、式(8)で定義される各要素の平均過剰間隙水圧の集合 $\{\bar{p}_w\}$ を採用すればよい。すなわち、パーティカル・ドレーン打設地盤に対する全体剛性方程式として、次式の表現を得る。

$$\begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u\} \\ \{\bar{p}_w\} \end{Bmatrix}_j = \begin{Bmatrix} \{\Delta F\}_j + [K_{12}] \{\bar{p}_w\}_{j-1} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、添字 j と添字 $j-1$ は、それぞれ時刻 t_j と t_{j-1} ($=t_j - \Delta t$)における諸量を表わしている。また $[K_{11}]$ 、 $[K_{12}] = [K_{21}]$ 及び $[K_{22}]$ は部分剛性行列、 $\{\Delta F\}$ は等価節点力増分の集合を表わす。なお、前出の各流出係数 β_{vd} と β_i ($i=1 \sim 4$)によって、行列 $[K_{22}]$ の非ゼロ成分が構成される。

また無処理地盤の場合には、要素図心における代表間隙水圧 p_w を未知量にとると、形式的には式(16)と全く同一の全体剛性方程式に帰着することを補足しておく。

3.2 準一次元圧密沈下解析

地盤内における鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ の三次元的な分散を考慮した準一次元圧密沈下解析を、先述の平面ひずみ有限要素解析を補完する目的で実施した。

すなわち、載荷重による鉛直応力増分の評価については半無限弾性地盤に対する解析解⁷⁾を利用し、沈下計算には三笠の一次元圧密理論⁹⁾と、Grayの二層地盤に対する圧密理論⁹⁾を用いた。また、パーティカル・ドレーン打設部に対してはBarronの圧密理論¹⁰⁾を適用した。

4. 解析条件

4.1 幾何的条件

(1) 平面ひずみ有限要素解析

空港島平面図をFig. 7 (a)に、また連絡橋取付部の拡大平面図をFig. 7 (b)に示す。平面ひずみ有限要素解析は、Fig. 7 (b)における測線NE 18に沿った連絡橋橋軸方向に対して、重点的に実施した。また、補足的に測線NW 22に沿う平面ひずみ有限要素解析も行なった。

連絡橋の橋軸方向の断面を例にとると、本解析では、解析領域として護岸法線を中心に幅600 m、かつC.D.L.-187 m以浅の領域を設定した(後出のFig. 10参照)。すなわち、海底地盤部を20層、36列、計720個の長方形要素に分割した。また、鋼製セル、根固め石、背面盛土、橋台については適宜、対応する有限要素を発生させた。その結果、完成断面における総要素数は904個、総節点数は969個となった。

(2) 準一次元圧密沈下解析

本解析では、まず空港島全体を含む長辺方向4500 m、短辺方向1760 mの解析領域を設定し、これを計60個の長方形領域(各領域の大きさ=300 m×440 m)に分割した。連絡橋取付け部に対応する領域1に対しては、詳細解析のために、さらにこれをFig. 7 (b)に示すように、それぞれの大きさ25 m×20 m、総数264個の長方形領域に細分割している。

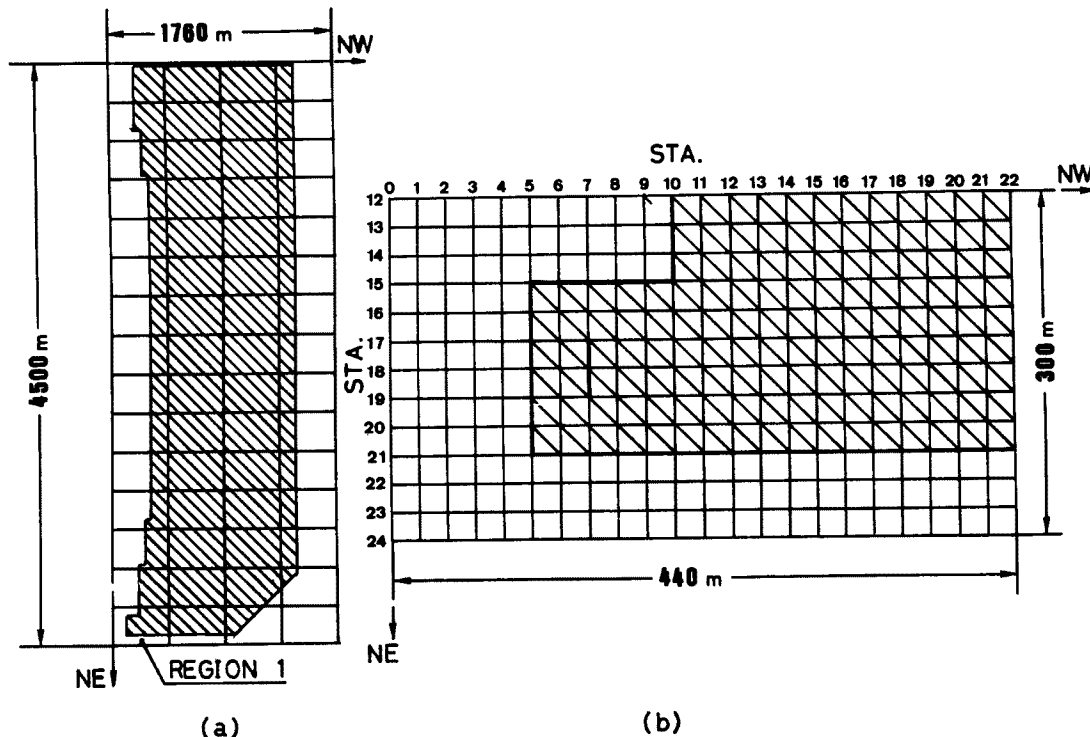


Fig. 7. (a) Division of the airport island into 60 regions;
(b) Sub-division of region 1 into 22 by 12 regions.

なお、空港盛土による載荷は、簡単のために、海底面に鉛直方向の分布荷重が作用するものとして取り扱った（後出の Fig. 14 参照）。

4.2 土質条件

(1) 平面ひずみ有限要素解析

連絡橋取付部付近のボーリング調査実施位置を Fig. 8 に示す。本解析における土層区分の基になったボーリング柱状図を Fig. 9 に示す。同図において、海底直下より厚い沖積粘土層（ A_c 層）が分布していること、さらに基底砂礫層（ T_g 層）の下位に粘土層と砂層の互層からなる洪積層が非常に厚く堆積していることに注目したい。

本解析では、最終的に Fig. 10 のような地盤モデルを設定した。すなわち、排水層としては沖積層基底の砂礫層（ T_g 層）及び洪積層内の砂層 S-8 を採用し、この間に存在する比較的薄い砂層 S-4 と S-6 については、線排水としてモデル化した。すなわち、そこでの過剰間隙水圧 p_w の値をゼロに設定した。

海底地盤部と埋立部に対する土質パラメータ値をまとめて、Table 1 に示す。ここに、MTYP 1～20 は海底地盤部を表わしている（Table 1 (a)）。また、MTYP 21 は SCP 改良にともなう盛り上がり土、MTYP 22 は敷砂、MTYP 23～27 は埋立地盤部、MTYP 28 は根固め石、MTYP 29～31 は鋼製セル、MTYP 32 は橋台フーチング、MTYP 33～34 は橋台背面盛土

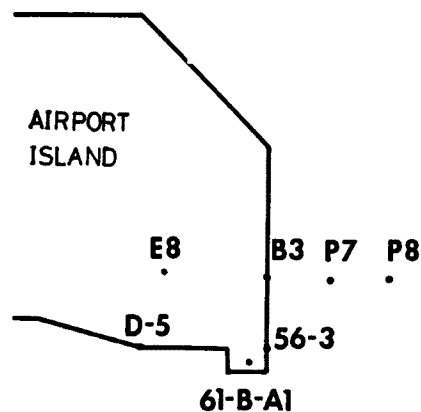


Fig. 8. Location of boring sites.

をそれぞれ表わしている (Table 1 (b))。

(a) 海底地盤部の土質パラメータの決定法

海底地盤部に対する土質定数の決定法について簡潔に述べると、以下のようになる。

圧縮指数 λ

圧縮指数 λ の定義は次のようである：

$$\lambda = -de/d\ln(\sigma'_v) = 0.434C_c$$

すなわち、標準圧密試験より求められる圧縮指数 C_c を基に定めている。その際、各層ごとの平均値を用いることを原則としている。

膨潤指数 κ

圧縮指数 λ と同様に、標準圧密試験結果に基づいて決定している。すなわち、 $\kappa = 0.434 C_c$ なる関係に基づいている。

限界状態における有効応力比

大阪湾の粘土に関する筆者らのファイル及び土田らの実験結果¹¹⁾より、三軸圧縮条件下の限界応力比 $M (=q_f/p_f)$ の値は 1.2 ~ 1.4 であることがわかっている。そこで、ここでは $M = 1.3$ を採用し、次式によって本解析に必要な $\sin(\phi')$ の値を求めた。

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6+M} \dots\dots\dots (17)$$

二次圧縮指数 α

本二次圧縮指数 α の定義は次のようである：

$$\alpha = dv/d\ln(t) = 0.434 \cdot C_{ae}/(1+e_0)$$

本解析では、泉州沖海底土質試料に対する石井ら¹¹⁾の実験結果を参照し、 $C_{ae} = 0.05 C_c$ なる関係を設定している。

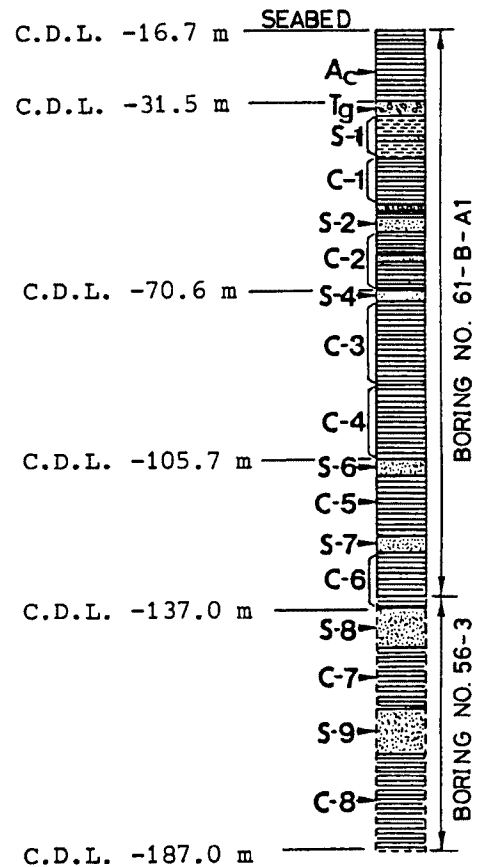


Fig. 9. Representative strata of soils identified in two borehole logs.

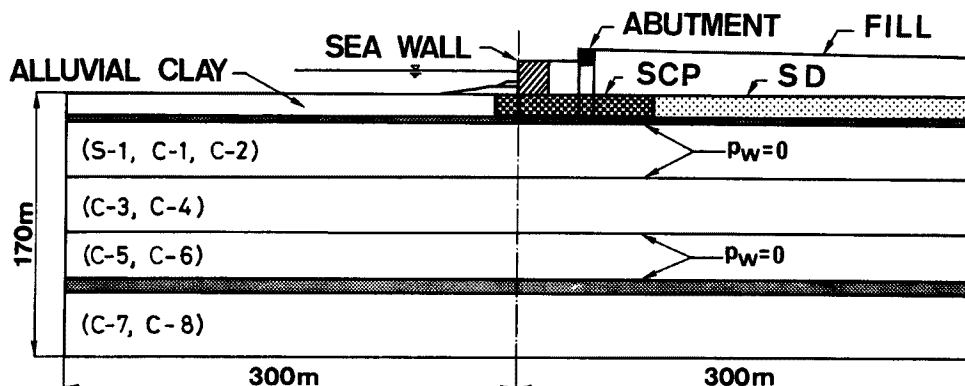


Fig. 10. Soil profile adopted in the present finite-element analysis.

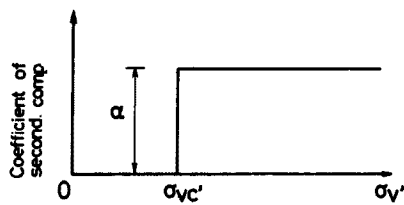


Fig. 11. Assumed relationship between the coefficient of secondary compression and the consolidation pressure.

ただし、二次圧縮に代表される Viscid な挙動は、土要素の初期降伏後に発揮されるものとし、いわゆる過圧密領域では弾性挙動を仮定している (Fig. 11 参照)。

基準体積ひずみ速度 v_0

二次圧縮指数 α と基準体積ひずみ速度 v_0 の比 (α/v_0) は、特性時間としての意味を有している。ここでは、特性時間 t_c の値として、いわゆる一次圧密の終了に要する時間を目途に、沖積粘土層では 10^3 days, 洪積粘土層では 10^4 days を仮定している。

静止土圧係数 K_0

本平面ひずみ弾・粘塑性モデルから誘導される正規圧密領域の静止土圧係数 K_0 の表現は、次式のような¹³⁾。

$$K_0 = \frac{2 - \kappa/\lambda - \sin \phi'}{2 - \kappa/\lambda + \sin \phi'} \quad \dots\dots\dots (18)$$

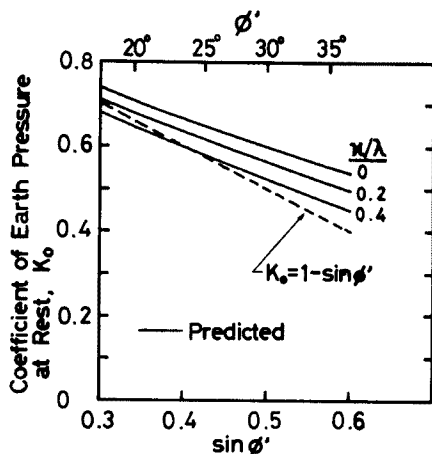


Fig. 12. Performance of the proposed plane-strain viscoplastic model, indicating the variations in the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , with $\sin (\Phi')$ at given κ/λ ratios.

すなわち、上述の $\sin (\phi')$ の値と、膨潤指数 κ と圧縮指数 λ の比 (κ/λ) の値が定まると、静止土圧係数 K_0 の値も定まることになる。このことを図示すると、Fig. 12 のようになる。同図中には、従来より多用されている Jaky の関係式: $K_0 = 1 - \sin (\phi')$ を、参考のために合わせて示してある。

ポアソン比 ν'

有効応力表示のポアソン比 ν' の値は、次式によって静止土圧係数 K_0 の値から算定している。

$$\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad \dots\dots\dots (19)$$

せん断弾性係数 G_0

本解析では、過圧密領域における粘土の弾性定数として前出の膨潤指数 κ の代りに、式 (20) で定義されるせん断弾性係数 G_0 を用いている。これは、過圧密領域にある自然堆積粘土の剛性は一般に有効応力レベルにはよらず、実質的に一定であることを重視したためである。

$$G_0 = \frac{1 + 2\nu'}{2(1 - \nu')} \cdot \frac{1 + e_0}{\kappa} \cdot \sigma'_{vc} \quad \dots\dots\dots (20)$$

なお、砂層のせん断剛性に対しては、標準貫入試験の N 値より、次の経験式¹⁴⁾によってせん断剛性係数の値を推定した。

$$G_0 = \frac{70 \cdot N}{2(1 + \nu')} \quad (G_0: \text{in } \text{tf}/\text{m}^2)$$

Table 1. (a) Values of the principal soil parameters adopted for the ground under the original seabed

Soil ^{*1)} Layer	MTYP	λ	κ	M	α	$\dot{v}_0$ (day ⁻¹)	ν'	G_0 (tfm ²)	σ'_{v0} (tfm ²)	OCR	$K_{0(mc)}$	e_0	k_0 (m/day)	λ_k
A _c ^{*2)}	20	0.53	0.06	1.3	0.0074	7.4×10^{-6}	0.36	9.4	0.63	1.0	0.56	3.08	9.07×10^{-4}	0.44
	19	0.53	0.06	1.3	0.0074	7.4×10^{-6}	0.36	31	2.25	1.0	0.56	2.74	4.84×10^{-4}	0.44
	18	0.53	0.06	1.3	0.0074	7.4×10^{-6}	0.36	53	4.25	1.0	0.56	2.39	2.16×10^{-4}	0.44
	17	0.53	0.06	1.3	0.0074	7.4×10^{-6}	0.36	70	6.25	1.0	0.56	2.05	1.00×10^{-4}	0.44
T _g	16	—	—	—	—	—	0.33	624	8.75	—	0.50	—	—	—
S-1	15	0.29	0.03	1.3	0.0075	7.5×10^{-7}	0.36	276	13.0	1.5	0.56	0.93	2.00×10^{-4}	0.43
C-1	14	0.55	0.06	1.3	0.009	9.0×10^{-7}	0.36	319	17.7	1.5	0.56	2.27	1.64×10^{-4}	0.43
	13	0.55	0.06	1.3	0.009	9.0×10^{-7}	0.36	321	21.6	1.5	0.56	1.71	5.35×10^{-5}	0.43
C-2	12	0.36	0.05	1.3	0.0077	7.7×10^{-7}	0.36	417	26.5	1.5	0.55	1.39	3.02×10^{-5}	0.24
	11	0.36	0.05	1.3	0.0077	7.7×10^{-7}	0.36	497	32.5	1.5	0.55	1.32	2.29×10^{-5}	0.24
C-3	10	0.60	0.06	1.3	0.0089	8.9×10^{-7}	0.36	546	38.2	1.5	0.56	1.60	3.11×10^{-5}	0.34
	9	0.60	0.06	1.3	0.0089	8.9×10^{-7}	0.36	638	43.6	1.5	0.56	1.66	3.63×10^{-5}	0.34
C-4	8	0.60	0.06	1.3	0.0089	8.9×10^{-7}	0.36	728	49.0	1.5	0.56	1.70	4.14×10^{-5}	0.34
	7	0.60	0.06	1.3	0.0089	8.9×10^{-7}	0.36	823	54.4	1.5	0.56	1.75	4.75×10^{-5}	0.34
C-5	6	0.66	0.07	1.3	0.0126	1.26×10^{-6}	0.36	736	60.1	1.5	0.56	1.60	1.20×10^{-5}	0.30
	5	0.66	0.07	1.3	0.0126	1.26×10^{-6}	0.36	816	66.1	1.5	0.56	1.62	1.29×10^{-5}	0.30
	4	0.56	0.06	1.3	0.0105	1.05×10^{-6}	0.36	1058	72.1	1.5	0.56	1.67	1.55×10^{-5}	0.30
S-8	3	—	—	—	—	—	0.33	1040	77.8	—	0.50	—	—	—
C-7	2	0.56	0.06	1.3	0.0105	1.05×10^{-6}	0.36	1270	86.5	1.5	0.56	1.67	1.55×10^{-5}	0.30
C-8	1	0.56	0.06	1.3	0.0105	1.05×10^{-6}	0.36	1451	98.8	1.5	0.56	1.67	1.55×10^{-5}	0.30

*1) For details of the soil layering, refer to Fig. 13 (a).

*2) The values for the untreated alluvial clay are listed herein.

Table 1. (b) Values of the elastic moduli adopted for parts above the original seabed

Description	MTYP	ν'	G_0 (tf/m ²)
Approach fill	34	0.33	1000
	33	0.33	1000
Abutment footing	32	0.33	5500
Cellular bulkhead	31	0.33	4000
	30	0.33	4000
	29	0.33	4000
Toe protection	28	0.33	1000
Backfill	27	0.33	1000
	26	0.33	1000
	25	0.33	1000
	24	0.33	1000
	23	0.33	1000
	22	0.33	1000
Sand blanket	22	0.33	1000
Heaved soil	21	0.33	31

圧密降伏応力 σ'_{vc}

沖積層については正規圧密と考え、 $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$ としている。ここに、 σ'_{v0} は有効土かぶり圧である。また、洪積層については一律に過圧密比 OCR = 1.5 を設定している。すなわち、 $\sigma'_{vc} = 1.5 \sigma'_{v0}$ としている。

なお、過圧密状態における K_0 値は、過圧密比 OCR の関数として次の経験式より算定した。

$$K_0 = K_{0(nc)} \cdot (OCR)^{0.3}$$

ここに、添字_(nc)は正規圧密領域における K_0 値を明示するために導入している。

透水性変化指数 λ

標準圧密試験結果に基づき、各層ごとの平均値を本解析に採用している。

(b) SCP 打設部の取扱いに関する補足

本解析では、SCP 打設部に対しても上述の弾・粘塑性モデルを適用している。ただし、砂杭の設置によるグローバルな意味での圧縮性低減を表わすパラメータ ξ を導入し、自然状態の沖積粘土の圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 及び二次圧縮指数 α の値を次のように低減している。

$$\lambda \rightarrow \xi \cdot \lambda$$

$$\kappa \rightarrow \xi \cdot \kappa$$

$$\alpha \rightarrow \xi \cdot \alpha$$

ここに、沈下低減係数 ξ は置換率 a_s の関数であるとして、次の経験式¹⁵⁾よりその値を定めた。すなわち、 $\xi = 1 - a_s$ である。ここに、本例では、 $a_s = 0.7$ である。

砂杭打設部のグローバルな意味のポアソン比の値については、簡単のために、砂杭打設前と同一の値を設定している。

なお、本例の場合、砂杭の導入によって改良部の単位体積重量は平均的に $\Delta\gamma = 0.35$ tf/m³ だけ増加する。本解析では、この効果を物体力増分として忠実に載荷過程に組み込んでいる。

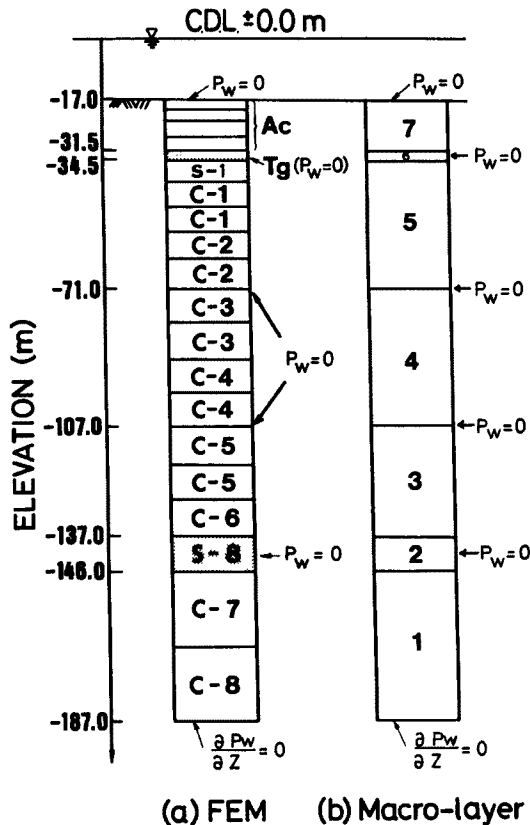


Fig. 13. (a) Soil layering adopted in the finite-element analysis; (b) Macro-layers adopted in the quasi-analytical, oedometric procedure of calculation.

また、砂杭の打設にともなう海底地盤の隆起に関して、本解析では平均的な厚みとして 3.0 m を想定し、敷砂部の下位、旧海底面の上位にこれに該当する有限要素を発生させている。

(2) 準一次元圧密沈下解析

本解析のために行なった海底地盤のマクロ・レイヤーへの分割を、上述の有限要素解析における土層分割と対比して、Fig. 13 に示す。

沖積粘土層（マクロ・レイヤー 7）については、Barron のパーティカル・ドレイン理論¹⁰⁾に基づいて圧密計算を行なった。ただし、SCP 改良部に対しては、沈下低減パラメータ $\xi = 0.3$ を導入している。なお、SD 改良部では砂杭の剛性は無視しうるので、沈下低減パラメータ ξ の値は 1.0 となる。沖積基底砂礫層（ T_g 層）の下位のマクロ・レイヤー 5 に対しては、Gray の二層地盤に対する圧密理論⁹⁾を適用した。その下位のマクロ・レイヤー 4 とマクロ・レイヤー 3 及びマクロ・レイヤー 1 に対しては、三笠の圧密理論⁸⁾を適用し、各層ごとに圧密度 U_p を求めている。

4.3 荷重過程のシミュレーション

(1) 平面ひずみ有限要素解析

本解析では、実際の施工手順をできるだけ忠実にシミュレートするために、Table 2 に示すような荷重過程を採用した (Fig. 10 参照)。

(2) 準一次元圧密沈下解析

本解析においても Table 2 に示す施工工程に

Table 2. The sequence of construction adopted in the present study

Description	Elapsed Time, t (days)
Start of sand-blanket work	0*
Start of soil improvement	184
Placement of steel cblls	383
Completion of backfilling	824
Completion of approach embankment	857
Construction of bridge abutment	1308
Start of operation of airport	2088

*The origin of the elapsed time is taken here as being 1 st June, 1987.

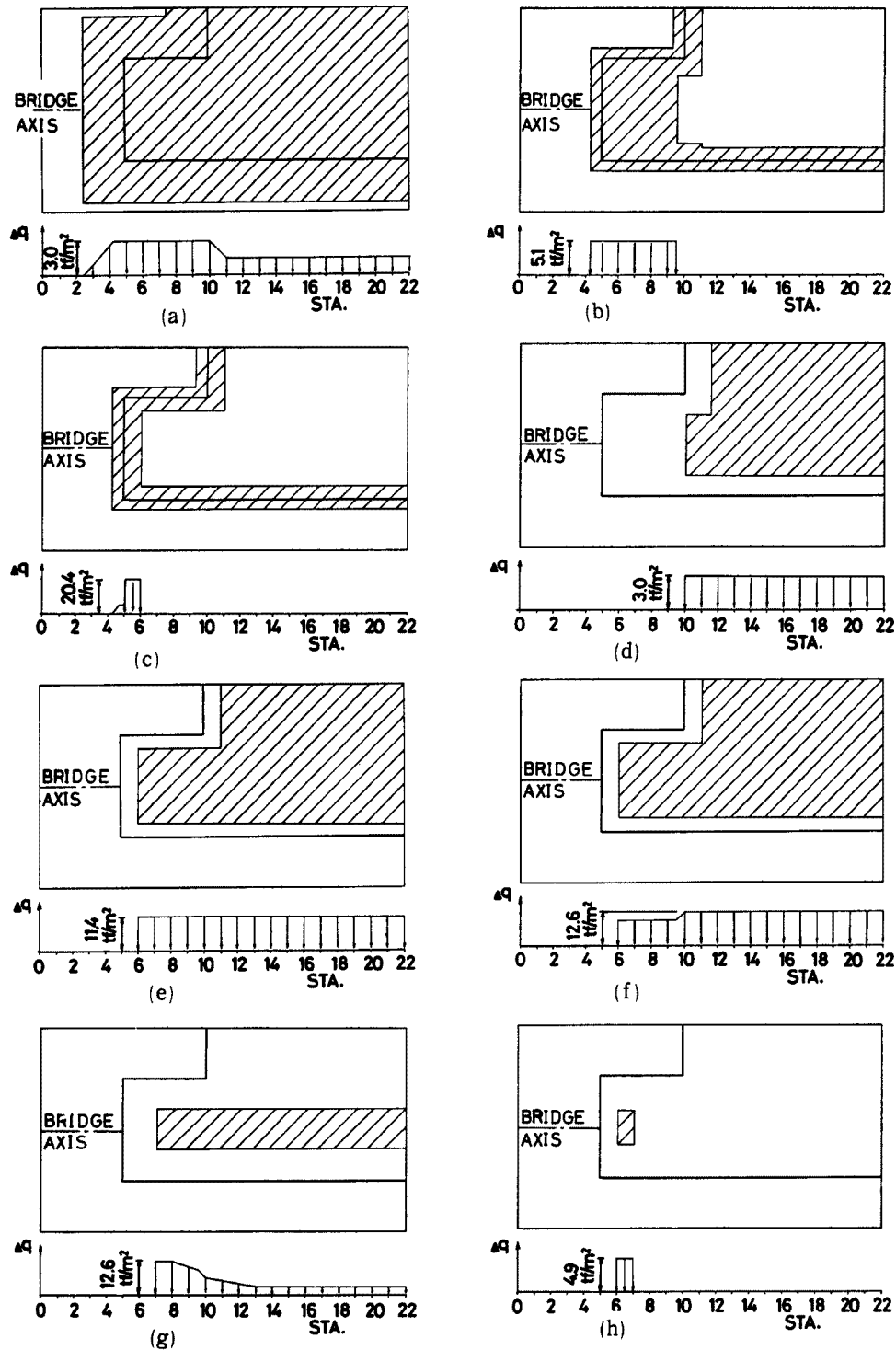


Fig. 14. Evolution of the loaded area with the sequence of construction.

(a) Placement of sand blanket; (b) Soil improvement; (c) Construction of cellular bulkhead; (d) Backfilling (phase 1); (e) Backfilling (phase 2); (f) Backfilling (phase 3); (g) Construction of approach embankment; (h) Application of the loads from the superstructure to the abutment footing.

基づいて、Fig. 14 に示すとおり、載荷重を適宜、海底面に作用させた。すなわち、載荷のための基本単位として Fig. 7 に示す平面メッシュの基本長方形ブロックを選ぶとともに、各基本ブロック内では荷重強度増分 Δq は一様であるとした。なお、Fig. 14 (a) ~ (h) 中に、各載荷イベントによる橋軸方向の荷重増分の分布を合わせて示しておく。

5. 平面ひずみ有限要素解析結果

本節では、連絡橋橋軸方向の断面に注目した平面ひずみ弾・粘塑性有限要素解析の主要な結果を紹介する。

5.1 縦断沈下プロフィール

本有限要素解析によって求めた沖積粘土層と洪積層の圧縮量の橋軸方向分布を、それぞれ Fig. 15 と Fig. 16 に示す。まず沖積粘土層に着目すると、Fig. 15 の結果より、同粘土層の沈下は開港時までに、ほぼ終了することがわかる。これは、同粘土層に設置されるバーチカル・ドレーンの効果、すなわち圧密促進効果を如実に示すものである。

なお、SD 改良部の圧縮量が約 6 m に達するのに対し、SCP 改良部の圧縮量が約 2 m にとどまるのは、SCP 改良部では高置換率 ($a_s = 0.7$) が採用される結果、グローバルな意味の剛性が SD 改良部よりも 3 倍程度大きくなるためである。

一方、S-1 層以深の洪積層に着目すると、その全圧縮量（その大部分は洪積粘土層の圧縮による）は、開港時点以降にも長期にわたって継続する傾向がある。(Fig. 16)。これは、洪積層に対しては全く地盤改良が実施されないこと、また載荷レベルが上位洪積粘土層の圧密降伏応力レベルに比べてかなり高いことなどを反映したものである。

実際面からすると、Fig. 16 にみられる残留沈下特性は、鋼製セル護岸や橋台などの重要構造物の安定性と使用性に深い関わりがあるので、今後、その影響と対策についてさらに検討する必要がある。

5.2 SCP 改良部への応力集中

本項では SCP 改良部への応力集中と、洪積層の沈下分布への影響について述べる。

先述のように護岸セルと橋台下の沖積粘土層に対しては、置換率 70% ($a_s = 0.7$) の SCP 改良が実施される。そのため、護岸セル及び橋台下の沖積粘土の圧縮量はかなり低減されることになる。

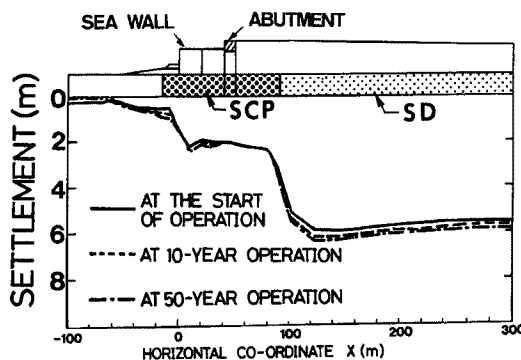


Fig. 15. Profiles of compression of the alluvial clay (FEM).

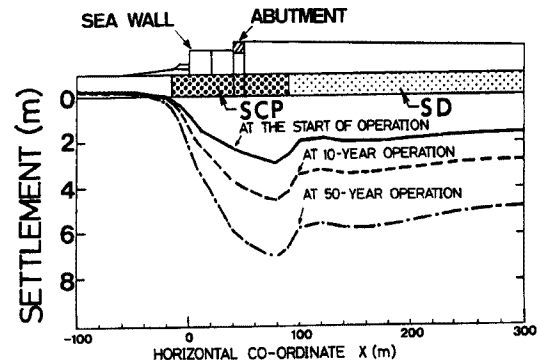


Fig. 16. Profiles of compression of the Pleistocene soils (FEM).

しかるに、洪積層の圧縮量に着目すると、その最大量がSCP打設領域下 ($x=80$ m地点) に発生していることがわかる (Fig. 16)。この現象は、SCP改良部の剛性がSD改良部の剛性よりもかなり大きいために、地盤変形にともなってSCP改良部に応力集中がおこることに起因していると考えてよい。

実際、本解析で求められた沖積粘土層上面と洪積層上面における鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v$ の橋軸方向分布を、開港時を例にとって示すと、Fig. 17 のようになる。同図 (a) において特徴的なことは、SCP改良部とSD改良部の境界をはさんで著しい応力差の生じていることである。これは、剛性の大きいSCP改良部に対してSD改良部が相対的に大きく沈下しようとするため、変形せずに留まろうとするSCP改良部に応力の負担が強られることによる。このような沖積層内の応力分布パターンは、砂礫層 (T_g 層) の存在によって、ある程度は平滑化されるが、大局的な傾向はあまり変わらずに、その下位の洪積層に伝達されることになる (Fig. 17 (b))。かくして、洪積層上面における鉛直応力増分の値は、SCP改良部の直下で大きくなる傾向を示す。

すなわち、洪積層の沈下量がSCP改良部の直下、特に $x=80$ m地点で最大になるという Fig. 16 の結果は、SCP改良部への応力集中傾向と地盤内の応力伝播性状を考えることにより、十分に納得しうるものである。

5.3 沈下～時間特性

次に、沖積粘土層と洪積層の沈下～時間特性を紹介する。

まず、A-1橋台の前面、すなわち護岸法線より島内側へ40 mの地点 (NE-18, NW-7) の経時沈下を Fig. 18 に示す。同図より沖積粘土層の圧縮は、 $t=1000$ days以降はほぼ収束しているのに対し、

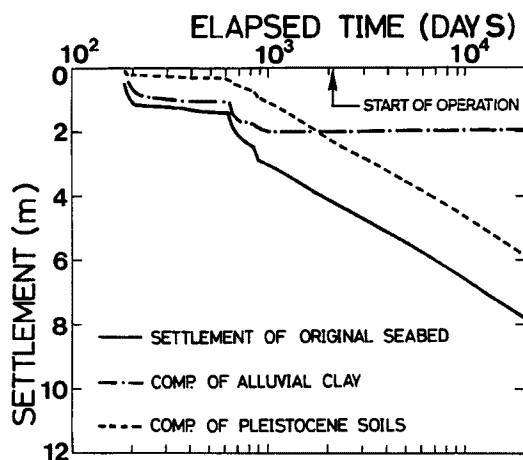


Fig. 18. Time-compression curves at the fore side of the abutment (FEM).

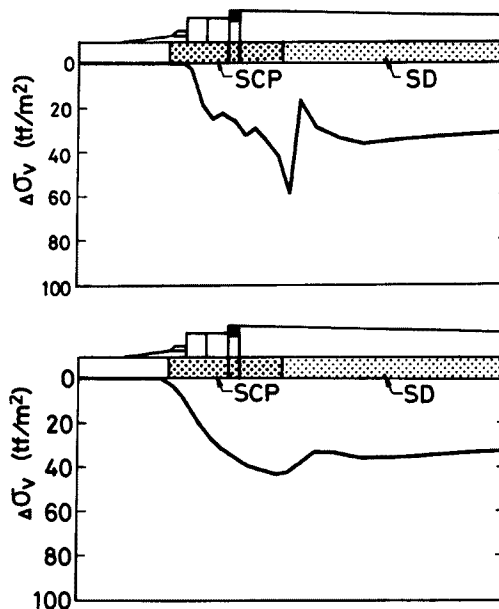


Fig. 17. Profiles of the vertical stress-increment, $\Delta\sigma_v$, at the start of operation (FEM). (a) At C. D. L. - 18.25 m; (b) At C. D. L. - 37.25 m.

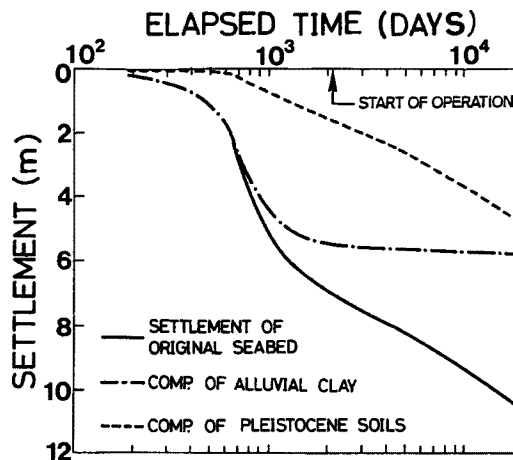


Fig. 19. Time-compression curves at a location well away from the seawall (FEM).

洪積層の沈下は経過時間の対数に対して直線的に増加する傾向にある。その結果、旧海底面（A-1 橋台前面部）の全沈下量も長時間領域では洪積層の沈下性状に支配され、経過時間の対数に対して直線的に増加することになる。

次に、護岸から十分に離れた背面盛土埋立部（地点 NE-18, NW-20）の沈下-時間関係を紹介する（Fig. 19 参照）。同図より本地点においても、沖積粘土層の沈下は開港時までにその土部分が生じることがわかる。これは、沖積粘土層に設置されるサンド・ドレーンの集排水効果を、本解析ではマクロ・エレメント法に基づいて忠実にモデル化していることによる。他方、洪積層の圧縮量は $t=700$ days までは極くわずかであるが、それ以降は時間の対数に対してほぼ直線的に増大する傾向がある。

以上の解析結果より、実務上問題となる開港時点以降の残留沈下の大部分は、洪積粘土の長期圧縮によることが想定される。

5.4 鉛直有効応力の深度分布

Fig. 19 の結果を補完するために、同一地点（NE-18, NW-20）における鉛直有効応力 σ'_v の深度分布を次に紹介する。すなわち、開港時点と開港後 50 年時点に着目し、それぞれの時点における鉛直有効応力分布を Fig. 20 と Fig. 21 に示す。これらの図中には、初期鉛直有効応力 σ'_{vo} 、圧密降伏応力 σ'_{vc} 、及び過剰間隙水圧 p_w が完全に消散した後に得られる最終鉛直有効応力 σ'_{vf} の深度分布も合わせて示してある。なお、これらの図において図中のハッチした部分が、各時点における過剰間隙水圧 p_w の大きさを表わすことを補足しておく。

Fig. 20 から明らかなように、開港時点までに沖積粘土層の過剰間隙水圧は実質的に消散してしまっている。したがって、Fig. 19 中の一点鎖線の結果に示されている沖積粘土層の開港時点以降の残留沈下は、クリープが主体であると考えてよい。

また、Fig. 19 において洪積粘土層の圧縮量も経過時間の対数にほぼ比例して増加する傾向を示すため、あたかもクリープ変形が卓越しているようにみえる。しかし、沖積粘土層の場合とは異なり、洪積粘土層には地盤改良工が実施されないために、Fig. 20 に明らかなように、開港時点においてもかなり大きな過

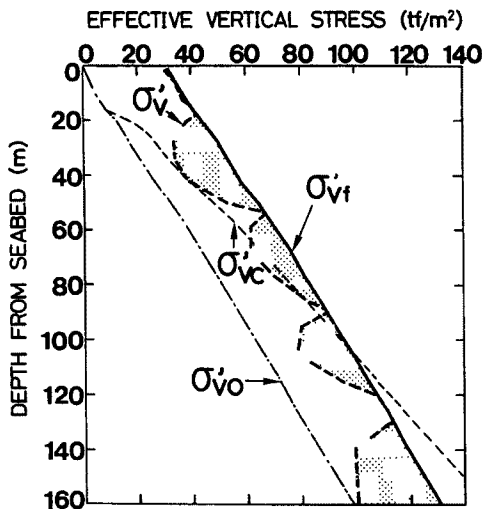


Fig. 20. Profile of the effective vertical stress, σ'_v , at the start of operation (FEM).

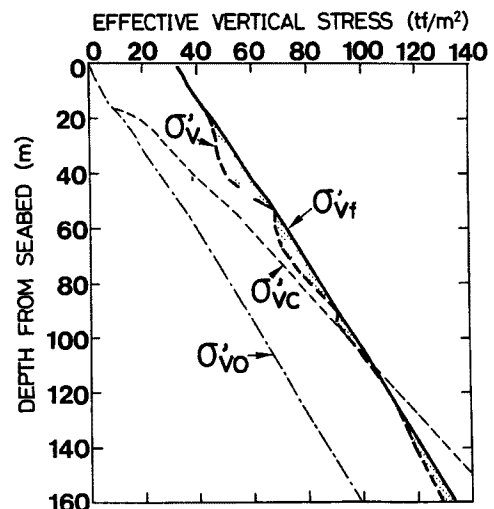


Fig. 21. Profile of the effective vertical stress, σ'_v , at 50-year operation (FEM)

剰間隙水圧が各洪積粘土層に残留することになる。特に、圧密降伏応力を大きく越えて正規圧密状態に移行する深度 90 m 以浅の洪積粘土層の過剰間隙水圧の消散速度は遅く、開港後 50 年時点でも相当の大きさの過剰間隙水圧が残ることになる。

すなわち、本解析から予測される洪積層の長期沈下は、過剰間隙水圧の消散にともなう一次圧密によるものが支配的であると考えてよい。

5.5 側方変形特性

(1) セル護岸における側方変位プロフィール

地点 (NE-18, NW-5) における、セル護岸前面部の側方変位プロフィールを Fig. 22 に示す。まず護岸天端に着目すると、その側方変位量は、埋立完了時点において島内側に 38 cm となっている。そして、その後も時間の経過とともに、さらに島内側へ変位する傾向、すなわち引込みタイプの側方変位性状を呈し、開港後 50 年時点では 156 cm の側方変位に達している。

次に旧海底地盤の側方変形に着目する。Fig. 22 より、埋立完了時点でも、かなりの大きさの側方変位が島外側に発達していることがわかる。ちなみに、旧海底面では 48 cm、S-1 層と C-1 層の境界では 98 cm の側方変位量となっている。

また、Fig. 22 において興味あることは、過圧密領域にとどまる C-4 層以深の洪積層では、その側方変形が開港時点以降にはほとんど発達していないことである。これとは対照的に C-2 層以浅の上部洪積層では、開港時点以降にも時間の経過とともに、側方変位が島外側に発達して行く傾向の著しいことが注目される。ここでは、このような上部洪積層の遅れ側方流動現象¹⁶⁾が、同層の圧密降伏にともなう、経過時間とともに徐々に生じる非弾性的な圧密沈下と連動していることを補足しておきたい (Fig. 23 参照)。

なお、Fig. 23 より、セル背面側の沈下が前面側に比べて約 1 m 大きく発生すること、すなわちセルが島内側へ傾くようなモードで変形が進行することも読みとることができる。

(2) A-1 橋台における側方変位プロフィール

地点 (NE-18, NW-7) における橋台前面の側方変位プロフィールを Fig. 24 に示す。同側方変位プロフィールは、Fig. 22 に示したセル護岸の側方変形と基本的には同様の傾向を示している。すなわち、橋台フーチング天端は、セル護岸天端と同様な引込みタイプの側方変位モードを示している。具体的には、開港時点から 50 年の間に 43 cm、島内側へ側方変位することになる。

他方、旧海底面は島外側へ 40 ~ 50 cm の側方変位を示している。このような島外側への側方変位の発達傾向が、C-2 層以浅の上部洪積層において著しいのも、セル護岸の場合と同様である。

なお、本橋台には T_g を支持層とする杭基礎が採用される予定であるが、その合理的な設計を行なうには、Fig. 24 に示すような周辺地盤の側方変形性状を適切に考慮する必要がある¹⁷⁾。

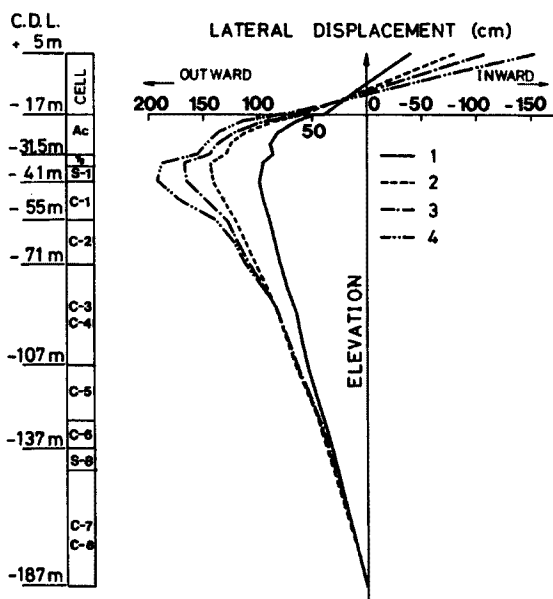


Fig. 22. Profiles of lateral displacement at the front of the seawall (FEM). 1 : at the end of backfilling; 2 : at the start of operation; 3 : at 10-year operation; 4 : at 50-year operation.

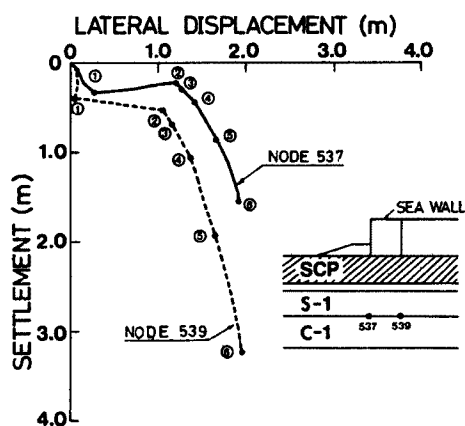


Fig. 23. Displacement loci beneath the edges of the seawall (FEM). 1 : at the completion of cell filling ; 2 : at the completion of back-filling ; 3 : at the completion of the abutment construction ; 4 : at the start of operation ; 5 : at 10-year operation ; 6 : at 50-year operation.

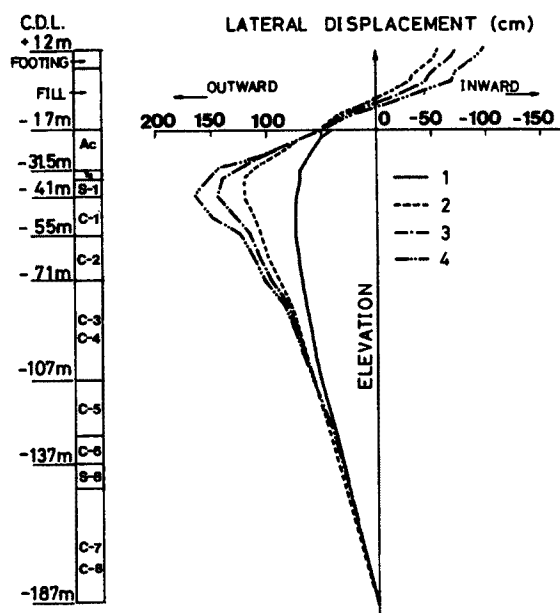


Fig. 24. Profiles of lateral displacement at the fore side of the abutment (FEM). 1 : at the end of backfilling ; 2 : at the start of operation ; 3 : at 10-year operation ; 4 : at 50-year operation.

6. 空港島隅角部の三次元的応力-変形性状に関する考察

6.1 鉛直応力増分の三次元的分散

半無限弾性地盤に対する解析解⁷⁾を利用して求めた、完成断面時の鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v$ のコンターを Fig. 25 に示す。このときの作用荷重強度 q の値は、空港島内の各点で異なるが、その代表的な値を示すと、次のようである。橋台部 (NE-18, NW-7) で 41.1 tf/m^2 、橋軸方向島内側 (NE-18, NW-20) で 30.3 tf/m^2 、空港島中央部側 (NE-12, NW-22) で 28.5 tf/m^2 である。

さて、Fig. 25 (a), (b) における鉛直応力増分のコンターを対比することにより、沖積粘土層とその基底の砂礫層 (T_g 層) では、いわゆる応力分散の度合いは小さいことがわかる。次に、洪積層の上部、すなわち C. D. L. -89.0 m における鉛直応力増分のコンター (Fig. 25 (C)) と、Fig. 25 (a), (b) のコンターを見比べてみよう。その結果、C. D. L. -89.0 m では、既に応力分散がかなり生じていることがわかる。地点 (NE-18, NW-20) を例にとると、同深度の $\Delta\sigma_v$ の値は 25 tf/m^2 であるが、この値は旧海底面への作用荷重 $q = 30.3 \text{ tf/m}^2$ の 83% にあたる。さらに深部 (C. D. L. -166.5 m) になると、応力分散の傾向は一層、著しくなる (Fig. 25 (d))。地点 (NE-18, NW-20) の C. D. L. -166.5 m における $\Delta\sigma_v$ の値は 22 tf/m^2 であるが、この値は旧海底面への作用荷重 q の 73% にすぎない。

他方、5節に紹介した本平面ひずみ有限要素解析の結果によると、地点 (NE-18, NW-20) における

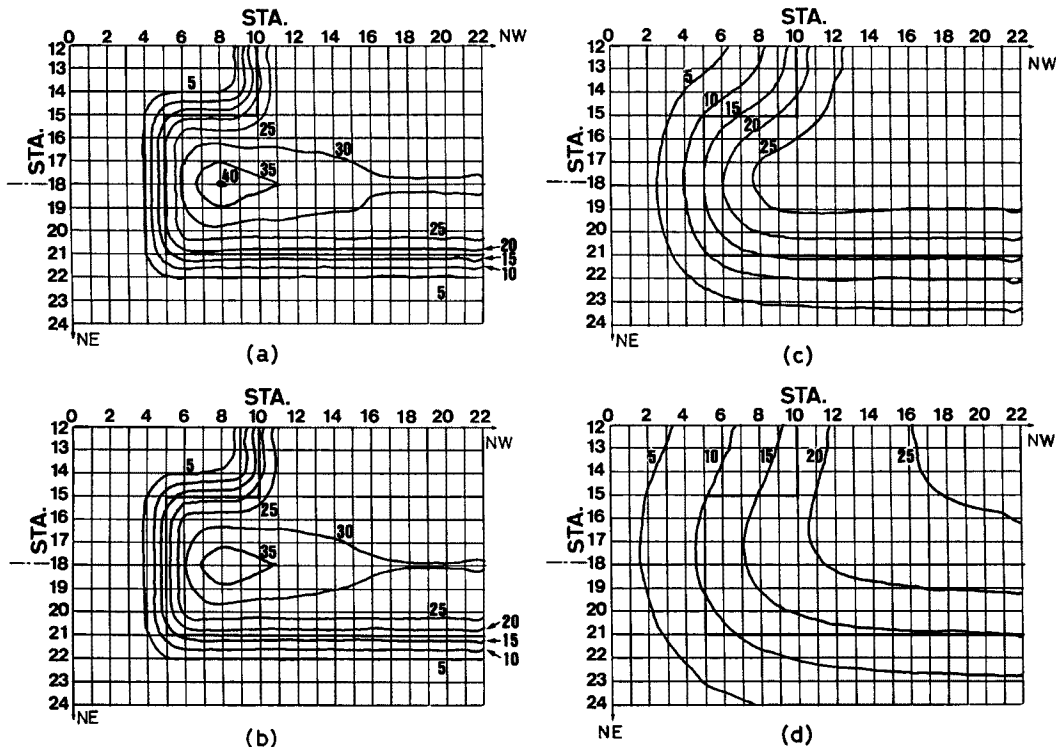


Fig. 25. Contours of equal increment of vertical stress, $\Delta\sigma_v$, in tf/m^2 , based on the theory of elasticity. (a) At C.D.L. - 24.25 m; (b) At C.D.L. - 33.0 m; (c) At C.D.L. - 89.0 m; (d) At C.D.L. - 166.5 m.

鉛直応力増分の深度方向への減衰は無視しうる程度であった（例えば、Fig. 21 参照）。

上述のような応力分散性状の差異が基礎地盤、特に洪積層の予測沈下プロフィールに及ぼす影響について、次節で考察する。

6.2 洪積層の縦断沈下プロフィールに関する補遺

準一次元圧密沈下解析法によって求めた洪積層の最終沈下量の橋軸方向の分布を、Fig. 26 に示す。同図には比較のために、平面ひずみ弾・粘塑性有限要素解析の結果（開港後 50 年時点に対するもの）も合わせて示してある。両者を見比べることにより、平面ひずみ有限要素解析による沈下量の方が、準一次元沈下解析によるそれよりも全体的に大きくなっていることがわかる。最大沈下量（ $x = 80 \text{ m}$ 地点に出現）に着目すると、準一次元沈下解析では 4.5 m であるのに対し、平面ひずみ有限要素解析では 7.0 m となっている。この差異は、準一次元沈下解析では鉛直応力増分の三次元的な分散を考慮しているために、平面ひずみ有限要素解析におけるよりも、深部洪積層における圧縮量の低減が著しいことを示唆している。

次に、橋台（ $x = 40 \text{ m}$ ）直下の洪積層の予測沈下量について、もう少し詳しく考察してみよう。三次元弾性応力解を利用した準一次元沈下解析法による同点の沈下量は、 $\rho_{\text{sed}} = 3.7 \text{ m}$ である。他方、平面ひずみ有限要素解析によって求められる鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v^*$ のみを用いて、改めて一次元沈下計算を行なうと、同点の予測沈下量は、 $\rho_{\text{sed}}^* = 5.0 \text{ m}$ となる。これらの結果より、平面ひずみ有限要素解析では、応力分散の度合いを過小に見積るために、結果として同地点の沈下量を過大に見積ることになる。ただし、consistent な平面ひずみ有限要素解析による橋台（ $x = 40 \text{ m}$ ）直下の洪積層の沈下量は、 $\rho_{\text{FEM}} = 5.8 \text{ m}$ である（Fig. 26 参照）。この値と上記の $\rho_{\text{sed}}^* = 5.0 \text{ m}$ との差異は、consistent な平面ひずみ有限要素解析には沈下と側方流動のカップリングが自動的に考慮されていることによっている。換言すると、同地点におけ

る側方流動による沈下量への寄与は、0.8 m相当であると推定してよい。したがって、同地点における最も現実的な洪積層の予測沈下量は、 $3.7 \text{ m} + 0.8 \text{ m} = 4.5 \text{ m}$ と見積ることができる。

なお、慣用の準一次元沈下解析では、Boussinesqの弾性応力分布理論を適用しているため、地盤剛性の高いSCP改良部への応力集中現象とその深部洪積層への影響については、理論の適用範囲外であることを付言しておく。

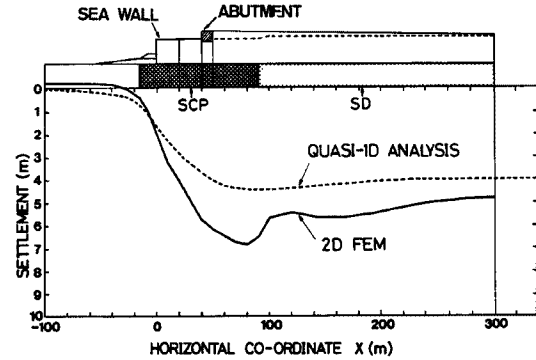


Fig. 26. Comparison of the compression profiles of Pleistocene soils predicted from two different methods of analysis.

6.3 セル護岸の側方変形に関する補遺

連絡橋の橋軸直角方向（測線 NW-22）に沿う平面ひずみ有限要素解析の結果によると、地点（NE-21, NW-22）のセル護岸の天端は、やはり島内側への側方変位を示している。その大きさは、開港後 50 年時点で 95 cm である。また、地中部の最大側方変位は、S-1 層と C-1 層の境界で発生しており、その値は島外側へ 1.1 m となっている。これらの値はいずれも、前述のセル護岸の場合（Fig. 22 参照）に比べて小さくなっている。その大きな理由は、Fig. 25 (a) から明らかなように、橋台に作用する上部工反力及び橋台背面盛土の影響が、測線 NW-22 にまでほとんど及ばないためである。

6.4 砂礫層と砂層における水頭損失の影響に関する検討

空港島盛土のように载荷領域が極めて大きい場合、地盤内の砂礫層や砂層における水頭損失にも留意する必要がある。そこで、この問題に対する予備的解析として、砂礫層と砂層の透水係数の値が有限の場合 ($k = 10^{-3} \text{ cm/sec}$) の解析を、有限要素法によって別途、実施した。その結果によると、埋立完了直後において最大 9 tf/m^2 の過剰間隙水圧が T_g 層に残留し、沈下については、前述の有限要素解析に比べて、開港後 50 年時点で最大 3 cm 大きくなっている。したがって、この結果によると、空港島の隅角部に位置する連絡橋取付部においては、砂礫層や砂層内の水頭損失の影響はあまり大きくないようである。

ただし、空港島の中央部に対してはさらに検討を加える必要がある。

7. ま と め

本変形解析を通じて得られた予測結果のポイントをまとめると、以下のようになる。

(1) 空港島盛土の造成にともない、海底地盤は長期にわたって沈下する。特に、洪積粘土層の沈下は開港時点以降にも長く続くので、護岸セルや橋台といった上部構造物に対する影響には十分に配慮する必要がある。

(2) 上述の洪積粘土層の長期沈下は、過剰間隙水圧の消散にともなう一次圧密的なものが主体である。

(3) 剛性の高い SCP 改良部に、顕著な鉛直応力の集中現象が生じる。そのため、SCP 改良部の下位の洪積層の圧縮量は、この現象を無視した場合よりもかなり大きくなる。

(4) 空港島隅角部における、弾性応力分布理論による鉛直応力増分の分散の度合いは、平面ひずみ弾・粘塑性有限要素解析によるものよりも、特に深部洪積層において著しい。

(5) 橋台直下における洪積層の開港後 50 年時点の沈下量に着目すると、上述の応力分散効果の過小評価によって、平面ひずみ有限要素法は同地点の沈下量を、1.3 m 程度過大に見積ることになる。すなわち、

同地点のより現実的な洪積層の予測沈下量は、 $5.8\text{ m} - 1.3\text{ m} = 4.5\text{ m}$ となる。ただし、その中には側方流動による沈下量成分 $= 0.8\text{ m}$ を含むことに留意する必要がある。

(6) セル護岸天端は引き込みタイプの側方変位を示す。また、セル護岸天端は、島内側に傾くような形で沈下する。

(7) セル護岸直下の地中側方変位は島外側に向かって発達する。その最大値は、S-1層とC-1層の境界付近に生じる。同深度における開港後50年時点の予測側方変位量は、地点 (NE-18, NW-5) では 1.9 m であるのに対し、橋台上部工反力及び橋台アプローチ盛土荷重の影響を受けない地点 (NE-21, NW-22) では 1.1 m にとどまっている。

(8) 橋台部の側方変位プロファイルも、定性的にはセル護岸部と同様である (Fig. 24)。橋台基礎杭の設計に際しては、このような周辺地盤の側方変位パターンを十分に配慮する必要がある。

謝 辞

本研究を行なうにあたり、土質資料を提供していただいた関西国際空港(株)ならびにパシフィック・コンサルタント(株)の関係各位、泉州沖海底粘土のせん断強度について御教示いただいた土田孝氏 (港湾技術研究所)、砂層及び砂礫層の水頭損失に関して有益な御討議をいただいた岩崎好規氏 (大阪土質試験所)、本学卒業研究の一環として準一次元圧密解析を実施していただいた久保哲司氏、またコンター図の作成にあたって御協力いただいた本学松村一男助教授に、深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Nakase, A.: Kansai International Airport—Construction of Man-made Island, Proc. 8th Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Eng., Kyoto, Vol. 2, 1987, pp. 87–101.
- 2) 前田進・小林正樹・早田修一: 関西国際空港におけるサンドドレーン改良地盤の施工管理, 土木学会論文集, 391号, VI-8, 1988, pp. 196–205.
- 3) 柴田徹・関口秀雄: 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文報告集, 301号, 1980, pp. 93–104.
- 4) 関口秀雄・西田義親・金井文男: 粘土の平面ひずみ粘塑性モデルについて, 第37回土木学会年次学術講演会概要集, 第3部, 1982, pp. 181–182.
- 5) Sekiguchi, H.: Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 1, 1977, pp. 289–292.
- 6) 関口秀雄・柴田徹・藤本朗・山口博久: 局部載荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析, 第31回土質工学シンポジウム発表論文集, 1986, pp. 111–116.
- 7) Poulos, H.G. and Davis, E.H.: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 1974.
- 8) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会, 1963.
- 9) Gray, H.: Simultaneous Consolidation of Contiguous Layers of Unlike Compressible Soils, Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 1945, pp. 110–1327.
- 10) Barron, R.A.: Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells, Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 1948, pp. 113–718.
- 11) 石井一郎・小川富美子・善功企: 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その2) 物理的性質・圧密特性・透水性, 港湾技研資料, No. 498, 1984, pp. 47–86.
- 12) 土田孝・菊池喜昭・中島謙二郎・小林正樹: 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その3) 静的せん断特性, 港湾技研資料, No. 498, 1984, pp. 87–114.
- 13) 関口秀雄: 粘土の平面ひずみ粘塑性モデルの適用性について, 土木学会中部支部研究発表会講演

概要集, 1983, pp. 342-343.

- 14) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数, 土木技術資料, 10-1, 1968, pp. 32-37.
- 15) 網千寿夫・中村龍二・奥村樹郎・曾我部隆久・一本英三郎：軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点, 土木学会誌, 第 67 巻増刊, 1982, pp. 22-32.
- 16) 柴田徹・関口秀雄：軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文集, No. 382, III-7, 1987, pp. 1-14.
- 17) 本山 薫・太田 擴・丸山忠明・山岡一雅：大規模埋立地に設置される橋台および近接する橋脚の受ける沈下影響について, 第 23 回土質工学研究発表会, 1988, pp. 1221-1222.