

軟弱粘土地盤の圧密沈下に伴なって生じる構造物の相対沈下発生メカニズム

出村禧典¹・太田秀樹²・松尾稔³

¹正会員 工博 石川工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (〒929-0392 石川県河北郡津幡町字北中条)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部開発システム工学科 (〒152-8552 目黒区大岡山2-12-1)

³フェロー 工博 名古屋大学総長 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

軟弱地盤上に直接基礎を有する構造物を建設すると、地盤が変形し、その結果、基礎が沈下する。沈下には、一様な沈下、傾斜、そして、基礎がたわむ相対沈下がある。基礎がたわむと上部の構造物が変形し、部材に応力が生じる。相対沈下の対策は、早期に収束させる、上部構造のクリープを利用して徐々に発生させる、などが考えられる。本論文の目的は、相対沈下の発生速度に関係している要因を探査することである。要因の探索には、粘土層に関口・太田の弾・粘塑性モデルを組み込んだ有限要素法を用いた。数値解析によって得られた結果を既設構造物の沈下実測値によって検証した。得られた結論は次のとおりである。構造物下の地盤の水平方向の透水性を大きくすると、相対沈下が早く収束する。

Key Words : differential settlement, relative settlement, soft ground, consolidation, superstructure and foundation, interaction

1. まえがき

軟弱地盤上に建設される構造物の基礎は、図-1(a)に示すように地盤沈下の影響を受けて変形・沈下する。基礎の沈下は、図-1(b)のように、一様な沈下、傾斜、そして、相対沈下の3つに分けられる¹⁾。一様な沈下と傾斜は上部の構造物に剛体移動を生じさせるが、変形は生じさせない。これに対して、相対沈下は上部の構造物を変形させ、その結果、部材に応力を生じさせる。したがって、軟弱地盤上に構造物を建設する場合、如何に相対沈下に対処するかが、安全性の上でも経済性の上でも重要である。

従来、主として採用してきた相対沈下対策は、沈下全体の発生を極力防止することにより、結果的に相対沈下も防止するという対策であった。ところが、このような対策を採用することが困難な場合がある。たとえば、軟弱地盤の層厚が非常に大きいために杭のような沈下防止対策に要する建設費が非常に大きくなるケース、沈下対策に杭を打設するとネガティブフリクションが発生するケース、トラックヤードのように構造物が周辺地盤と同じように沈下したほうが建物の機能上有利となるケース、などがある。本論文は相対沈下の経時変化に注目している。すなわち、相対沈下の経時変化を、上部構

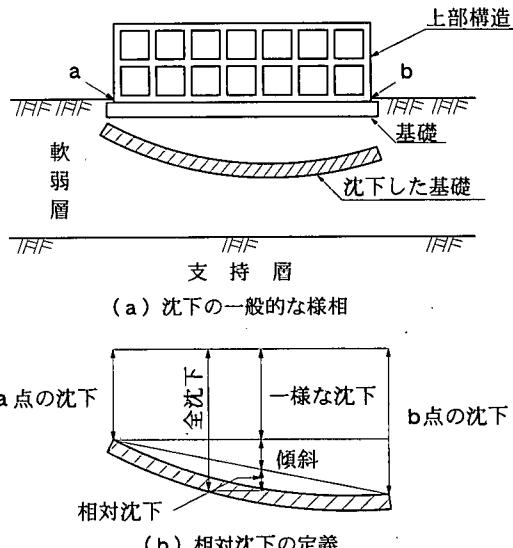


図-1 構造物の基礎の沈下

造にあまり負担とならないよう調節することをねらいとしている。上部構造によっては相対沈下の発生をなるべく早く生じさせてしまったほうが有利な場

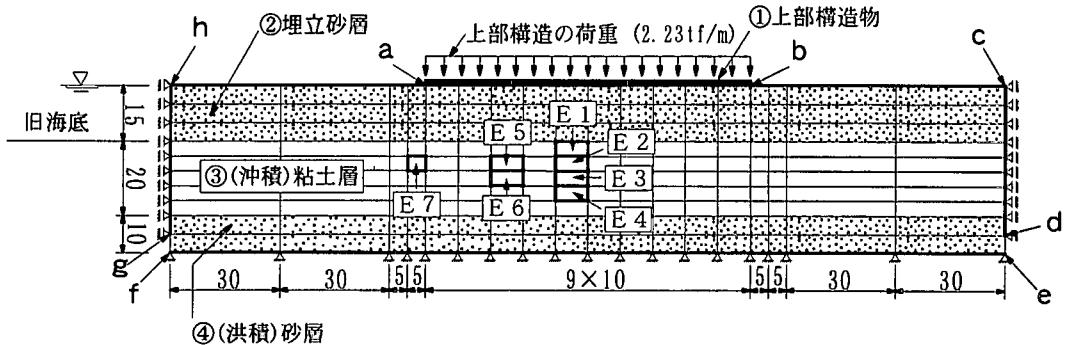


図-2 モデルの有限要素分割 (単位:m)

合もある。また、ある程度速度を押さえて、上部構造のクリープを利用してなじませながら相対沈下を発生させたほうが有利な場合もある。相対沈下の制御法を開発するためには相対沈下の発生のメカニズムを解明し、相対沈下の経時変化を支配する要因を把握しなければならない。研究の手順は以下のようである。

- (1) モデル構造物に対する数値解析結果から、関係する要因を探索する。
- (2) 既設の実構造物の相対沈下を実測する。
- (3) 実構造物の挙動を数値シミュレートする。
- (4) モデルに対する数値シミュレーション結果と実構造物の実測値とを比較する。また、実構造物の実測値と実構造物の数値シミュレーション結果とも比較することにより、モデルの数値解析で抽出した要因の妥当性を検証する。

数値解析には増分型の土／水連成有限要素法を用いる。相対沈下の算定に必要な地盤の変形を、上部構造と基礎および地盤を一体として解析する。一体構造として解析するので上部構造と基礎の間の力学的相互作用が考慮されることになる⁴⁾。粘土層には、閑口と太田によって提案された土の弾・粘塑性構成式を適用する²⁾。

従来は、相対沈下が全沈下に比例的に発生するとして、その予測がなされてきた³⁾。しかし、本論文で明らかにるように、全沈下の発生速度は構造物下の地盤の過剰間隙水圧の減少速度に関係しており、相対沈下の発生速度は構造物下の地盤の水平方向における過剰間隙水圧の均一化の速度に関係している。本論文では、このような全沈下と相対沈下の発生のメカニズムの違いを明確にしたうえで、相対沈下対策について考究したい。

2. 数値解析手順

(1) 数値解析に用いる構造モデル

相対沈下の経時変化に関係している要因を探索するために用いる構造モデルを図-2に示す。モデルは海底を埋め立てた人工島に建設される構造物を想定しており、要因の影響が明確に現れるように現実の構造物を単純化している。埋め立て地を例に選んだのは、埋め立て地での構造物の不同沈下が現実に深刻な問題になっているからである。

図-2において地盤と構造物は有限要素に分割されている。要素は構造物全体の剛性を代表してモデル化した梁の部分（図中の①）と地盤の部分に大きく分かれている。地盤は砂層を想定した弾性材料の部分（図中の②と④）と粘土層を想定した弾・粘塑性材料の部分（図中の③）に分かれている。梁に載荷された荷重は建物の重量を示す。粘土層③の下に洪積砂の支持層④がある。砂層や粘土層の地盤の材料定数は、本論文4.に示す沈下を実測した構造物が建てられている地盤の物性値を参考に、単純化を施して設定した^{4), 5), 6)}。表-1に粘土層の入力パラメータの値を示す。砂層の剛性としてはせん断弾性係数を 600tf/m^2 、ポアソン比を0.3に設定した。砂層の剛性は粘土層の変形を拘束し相対沈下の値に影響を与えると考えられるので、実地盤の砂層の値と概ね等しい値を設定した。建物と基礎梁の剛性をひとまとめにして梁の剛性に置き換えた。梁の断面二次モーメントが $1.0 \times 10^4\text{m}^4$ で、荷重の大きさが 2.23tf/m である。荷重は載荷後除荷されることはない。なお、梁の剛性は、生じる相対沈下を大きくして強調するために、沈下を実測した実構造物よりもかなり小さい値に設定した。

数値解析には水理境界が異なる次の2つのモデルを用いた。モデルIは図-2に示す構造モデルの境界を、d～e, f～g間を除いてすべて不透水境界

表-1 弾・粘塑性モデルの入力パラメータ

No	標高 (m)	M	Λ	D	ν'	K_0	K_i	σ_{v0}' (kPa/9.8kPa)
1	-15.0～-19.0	0.970	0.551	0.076	0.394	0.65	0.65	2.0
2	-19.0～-23.0	0.970	0.551	0.076	0.394	0.65	0.65	6.0
3	-23.0～-27.0	0.970	0.551	0.076	0.394	0.65	0.65	10.0
4	-27.0～-31.0	0.970	0.551	0.076	0.394	0.65	0.65	14.0
5	-31.0～-35.0	0.970	0.551	0.076	0.394	0.65	0.65	18.0

No	標高 (m)	σ_{v0}' (kPa/9.8kPa)	α	\dot{V}_0 (1/day)	λ_k	k_x (m/day)	k_y (m/day)	e_0
1	-15.0～-19.0	2.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	0.480	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	2.00
2	-19.0～-23.0	6.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	0.480	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	2.00
3	-23.0～-27.0	10.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	0.480	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	2.00
4	-27.0～-31.0	14.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	0.480	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	2.00
5	-31.0～-35.0	18.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	0.480	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	2.00

 M : クリティカル・ステート・パラメータ Λ : 非可逆比 ($\Lambda = 1 - C_s/C_0$)D : 柴田(1963)⁸⁾によるダイレイタンシー係数 ν' : 有効応力表示でのポアソン比 K_0 : 正規圧密状態での静止土圧係数 K_i : 埋立て直前の静止土圧係数 σ_{v0}' : 先行圧密圧力 σ_{v0}' : 埋立て直前の有効上載圧 α : クリープ係数 \dot{V}_0 : 初期体積ひずみ速度 λ_k : 圧密に伴う透水係数の変化率 ($e - \ln k$ 直線の傾き) k_x : 水平方向の初期透水係数 k_y : 鉛直方向の初期透水係数 e_0 : 正規圧密状態での間隙比

表-2 モデルに用いた透水係数

	ケース	初期透水係数 (m/day)	
		k_s (砂層)	k_c (粘土層)
モデル I	A	0.05	0.00005
	B	0.005	0.00005
	C	0.05	0.05
	D	0.005	0.05
モデル II	E	0.05	0.00005
	F	0.005	0.00005
	G	0.05	0.0005
	H	0.005	0.0005

としたモデルである。このような水理境界を有する構造物は現実には存在しないが、相対沈下発生のメカニズムを究明するうえで有用である。モデルIIは構造物直下のa～b間と地盤の下端e～f間以外の境界を排水境界としたモデルである。このモデルの水理境界が現実の地盤と構造物に近い。

モデルIに現実に存在しない水理境界を設定した理由は次のようにある。本論文における重要な視点として、全沈下に関係する間隙水の流れの経路と相対沈下に関係する間隙水の流れの経路とが全く異なっているという事実をあげておきたい。全沈下を引き起こす圧密では間隙水が主として上下方向に流

れる。これに対して、相対沈下の原因となる圧密では構造物の中心直下の間隙水が構造物周辺に向かって主として水平方向に流れる。この違いが重要である。従来看過されてきたことであるが、著者らの見解によれば相対沈下の発生のメカニズムはまさにこの点にある。このメカニズムを浮き彫りにする目的で、あえて水理条件を意図的に設定したのがモデルIの水理境界である。このような水理境界を用いると全沈下に関する水の流れと相対沈下に関する水の流れを分離することができる。詳細は後に数値計算結果と合わせて説明する。

数値計算は、まずモデルIに対して、表-2のAからDの各ケースに対して行う。それらの結果から、相対沈下や全沈下の経時変化の違い、地盤の内部の応力や間隙水圧の経時変化の違いを求め、相対沈下や全沈下の経時変化に関係する要因を探索する。次に、モデルIIを用いて、EからHの各ケースに対する数値計算結果を求める。より現実に近い水理境界条件のもとにある構造物との対応を明確にする。なお、モデルでは鉛直方向と水平方向の透水係数の値は同じとしている。したがって、表-2の k_s 、 k_c は両方向の透水係数の値を表している。

一般に、軟弱地盤上に埋め立てが施工され、その上に構造物が設置される。構造物が建設されてからの沈下は、建設される前の埋立土の重量によって生じつつある沈下と、構造物の重量によってあらたに生じる沈下の両方の要因をもつ。構造物基礎の沈下

は埋立土荷重と構造物荷重の両方による地盤変形の影響を受けることになる。埋め立て前の地盤の状態を初期状態として設定する。埋め立てや構造物の施工履歴をシミュレートするためには、要素や荷重を施工履歴に合わせて変更しながら時間を追って順次シミュレートしていく必要がある。

モデルⅠ、Ⅱによる計算では、埋め立てが一挙に施工され、その後直ちに構造物を設置するとしている。そして、それぞれの施工時間は極めて短時間であるとする。

(2) 粘土の構成式

地盤のうち砂層は弾性材料として取り扱うが、粘土層の部分は関口と太田が提案した弾・粘塑性構成モデルに置き換える。関口と太田による構成モデルは、粘土地盤を土と水の2相混合体として取り扱っている。以下に、その支配方程式を示す。

$$\dot{\sigma}_{ij,j}' + \dot{p}_{w,i} = 0, \quad \dot{\sigma}_{ij}' = \dot{\sigma}_{ji}' \quad (1)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = -\frac{(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i})}{2} \quad (2)$$

$$\dot{\sigma}_{ij}' = E^{vp}{}_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\sigma}'_{ij} \quad (3)$$

$$v_i = -k_{ij} h_{,j} \quad (4)$$

$$h = \frac{p_w}{\gamma_w} + \Omega \quad (5)$$

$$\dot{\varepsilon}_v = v_{i,i} \quad (6)$$

ここに、 σ_{ij}' は地盤中の有効応力を、 p_w は間隙水圧を、 ε_{ij} は地盤中のひずみを、 u_i は地盤の変位を、 $E^{vp}{}_{ijkl}$ は弾・粘塑性変形係数を、 σ'_{ij} は応力緩和項を、 v_i は土中水の流速を、 k_{ij} は透水係数を、 h は全水頭を、 γ_w は水の単位体積重量を、 Ω は位置水頭を、 ε_v は土の体積ひずみを、それぞれ表わす。式(1)、(2)、(3)、(6)中の変数の上部に付されている記号“'”は、時間によって微分されていることを示す。

かくして、式(1)はつり合い式を、式(2)はひずみと変位の関係を、式(3)は応力とひずみの関係である。弾・粘塑性構成関係を、時間増分形で示している。式(4)は土の構造骨格の中を流れる水の挙動をあらわすダルシー則を示し、式(5)は全水頭を、連続条件の式(6)は土骨格と間隙水の連成効果を規定している。

なお、時間依存性を考慮した弾・粘塑性構成関係は以下のように誘導される。土要素の体積変化を異方圧密成分、ダイレイタンシー成分とクリープ成分

に分けて求め、その塑性体積ひずみ ε^{vp} を硬化パラメータと仮定することにより、弾・粘塑性状態に対して次式が成立する²⁾。

$$F = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_o t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right\} - \varepsilon^{vp} = 0 \quad (7)$$

$$\varepsilon^{vp}_{ij} = H \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}}, \quad H > 0$$

ただし、 $f = MD \ln \frac{p'}{p_0'} + D\eta^*$ 、 H は比例定数、

ここで、 D は柴田によるダイレイタンシー係数³⁾、 $M (= (\lambda - \kappa)/D(1 + e_0))$ はクリティカル・ステート・パラメータ、 α は2次圧密係数、 \dot{v}_o は初期体積ひずみ速度、 $\Lambda (= 1 - \kappa/\lambda)$ は非可逆比をそれぞれ表す。ただし、 $\lambda = 0.434C_c$ 、 $\kappa = 0.434C_s$ である。なお、 C_c 、 C_s は圧縮指数、膨張指数を示す。式(7)の η^* と応力 p' は次式で定義される。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0'} \right) \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0'} \right)} \quad (8)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij}' - p' \delta_{ij} \quad (9)$$

$$p' = \frac{1}{3} \sigma_{ij}' \delta_{ij} \quad (10)$$

δ_{ij} : クロネッカーデルタ

式(7)から導かれる応力～ひずみ関係が解析に用いられている。

3. 数値解析結果

(1) 相対沈下の発生のプロセス

図-3から図-10は、表-2に示すAケース、すなわち、砂層の透水係数 $k_s = 0.05$ (m/day)、粘土層の初期透水係数 $k_c = 0.00005$ (m/day)としたときの結果である。以下の各図の中の丸数字は、それぞれ、①が埋立て開始時点、②が埋立て完了時点で、かつ、構造物建設開始時点、③が構造物建設完了時点、⑤が相対沈下が収束した時点、⑥が計算終了時点を示す。なお、各時点の時間は図-4に示されている。④の時点は、詳細は後述するが、主応力方向が鉛直・水平方向となる時点（構造物の下の粘土層のほぼ中央に位置する要素E2に着目）、すなわち、鉛直方向変位のみが生じる状態に移行する時点である。以後、この様な状態を一次元圧密の応力状態、

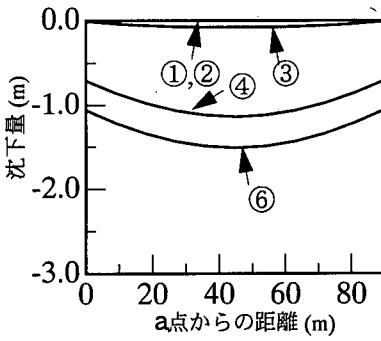


図-3 沈下の分布

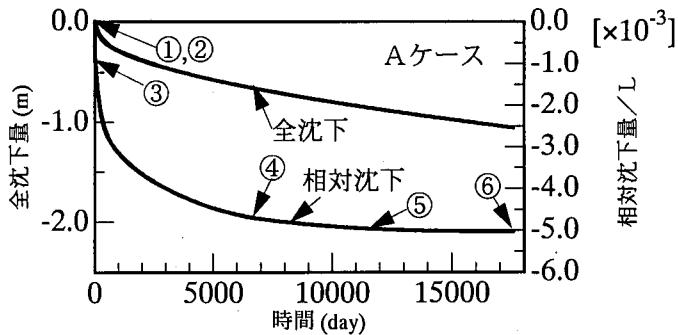


図-4 全沈下、相対沈下の経時変化 (L : 構造物の長さ)

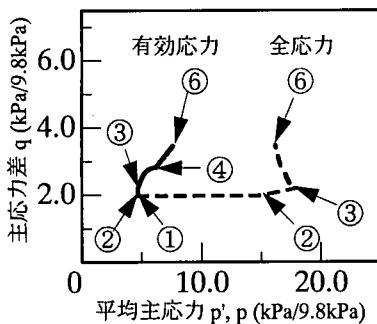
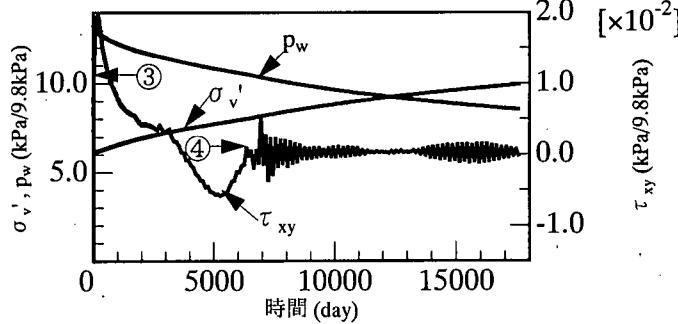


図-5 応力経路

図-6 E 2 における σ_v' , P_w , τ_{xy} の経時変化

または、一次元圧密的変形状態と呼ぶこととする。

図-3は構造物下端の沈下形状を示す。横軸は沈下が生じる構造物下端の位置を図-2の構造物の左端a点からの距離で示している。縦軸に各点の沈下量を示す。沈下形状は、載荷荷重が等分布であるので左右対称となっている。③の時点で下に凸の形状、すなわち、相対沈下が発生し、④の時点まで凸の形状が増加している。④からは形状はほとんど変わらず、各点とも鉛直方向に同じ量だけ沈下している。

図-4は全沈下、相対沈下の経時変化を示している。横軸が時間で、右の縦軸が相対沈下の値を、左の縦軸が全沈下の値を示す。なお、全沈下の値は構造物の両端、すなわち、a点とb点の沈下量の平均値で表し、相対沈下の値は最大の相対沈下量を構造物の長さで除した値で表している。②の時点から③の時点にかけて生じている相対沈下量が非排水せん断変形による即時の相対沈下量である。③の時点以降は排水に伴う相対沈下が発生する。相対沈下の経時変化と全沈下の経時変化は時間的に相似ではなく、相対沈下が早く、すなわち、④の時点で概ね収束しているのに比べて、全沈下は増加が続いている。後述するように、これが相対沈下の発生メカニズムと深く関わっている現象である。

なお、計算結果によると砂層部で生じた沈下量は

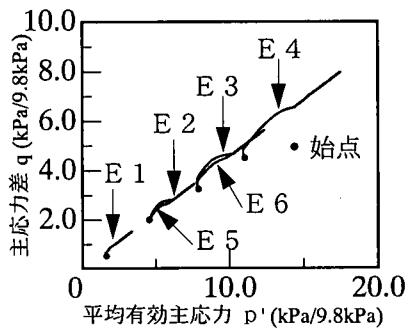


図-7 有効応力経路

全体の約1.5パーセント程度で、沈下量のほとんどが粘土層の変形に起因している。砂層の相対沈下も無視しうるほど小さい値であった。

図-5は、図-2のE 2要素の有効応力経路(左)と全応力経路(右)を示す。E 2の要素は構造物の下の粘土層のほぼ中央に位置する。なお、図では静水圧による全応力と有効応力の差を省略し、過剰間隙水圧による全応力と有効応力の差だけを示している。埋立てが施工される(①の時点)と間隙水圧が発生し、有効応力と全応力の差が大きくなる(②の時点)。次に構造物が建設される(②の時

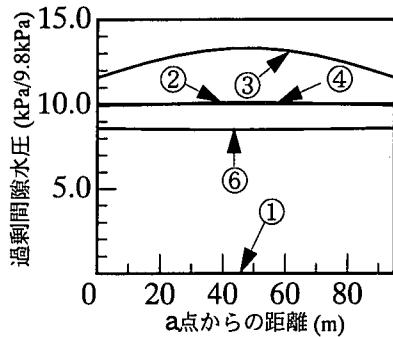


図-8 過剰間隙水圧の分布（水平）

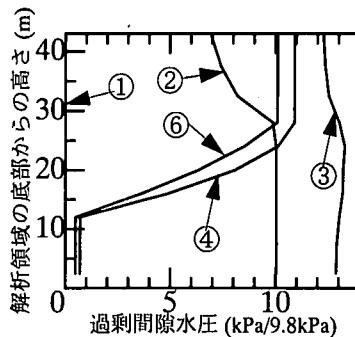


図-9 過剰間隙水圧の分布（鉛直）

点）と、さらに有効応力と全応力の差が大きくなる（③の時点）。有効応力経路を見ると、②から③の間に主応力差が急激に増加するが、平均主応力の増加は少なく、 K_0 線から離れ、④の時点まで離れた状態が続く。④の時点からは K_0 線に沿って変化している。すなわち、④の時点で一次元圧密的応力状態の有効応力経路へ移行する。

図-6は、図-2のE2要素のせん断応力 τ_{xy} 、過剰間隙水圧 p_w 、有効鉛直応力 σ_v' の時間的変化をそれぞれ示している。④の時点以後はせん断応力はゼロになるが、有効鉛直応力は増加している。これらの結果からも④の時点以後は地盤の応力が一次元圧密的な応力状態になっていることが分かる。なお、 τ_{xy} が細かく振動するのは K_0 線上の降伏曲面のとんがり先のいたずらによる。

図-7は、図-2のE1からE6の要素の有効応力経路を示している。E1, E2, E3, E4の要素は深さが異なり、E2とE5, E3とE6は同じ深さであるが水平方向の位置が異なる。図から明らかなように各要素の有効応力経路はE2の要素と同様の傾向を示している。各要素の有効応力経路が一次元圧密状態へ移行する時間も、E1の要素を除いてE2の要素とそれほど離れていない。構造物下の地盤が全体的に一次元圧密的状態へ移行していくことが分かる。

図-8は構造物の下の要素E2とE7を含んだ層の水平方向の過剰間隙水圧の分布である。②の時点で埋立てによって一様な過剰間隙水圧が生じ、③の時点で構造物の載荷により過剰間隙水圧が不均一となる。そして、④の時点できれいな均一化が進んでいる。なお、図で②の時点の分布と④の時点の分布がたまたま重なったが、④の時点の分布が若干上に凸となっている。

図-9は図-2の地盤のE1からE4の要素を含んだ鉛直方向の間隙水圧の分布を示す。構造物の載荷が終了した時点③では鉛直方向の間隙水圧の分布

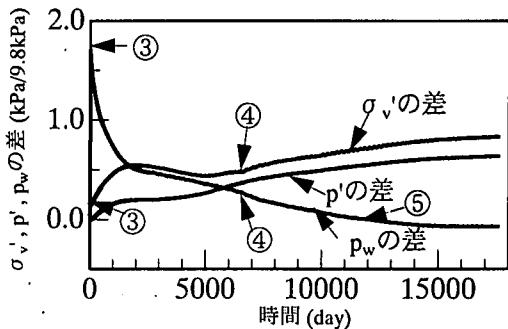


図-10 E2, E7における σ_v' , p' , p_w の差の経時変化

はほぼ均一であるが、それ以後は左右に排水境界のある下部砂層に向かって下ほど小さな間隙水圧になっている。相対沈下が概ね収束した④の時点でも、鉛直方向の間隙水圧分布は不均一のままである。すなわち、間隙水の鉛直方向流れは、依然として継続中であり、一次元圧密的変形は進行し、鉛直変位は増加している。

図-10は、図-2のE2の要素とE7の要素の有効鉛直応力 σ_v' の差、過剰間隙水圧 p_w の差、平均有効応力 p' の差を示す。③の構造物の荷重が載荷された時点では過剰間隙水圧の差は大きく、鉛直有効応力の差は小さい。排水が進むにつれて過剰間隙水圧の差は小さくなり、鉛直有効応力の差が大きくなる。図-4の③から④を見てもわかるとおり、この間に相対沈下も増加する。③から④の時点までの過剰間隙水圧の差の減少速度は、最初は大きいが次第に小さくなる。④の時点以後は指數関数的に減少していく。そして、相対沈下もさらに若干増加する（図-4の④から⑤）。そして、過剰間隙水圧の差がゼロになると（図-10の⑤）、相対沈下も生じなくなる（図-4の⑤以後）。

以上の結果から以下の考察が可能となる。

(1) 全沈下量の収束が遅いのは以下の理由による。2.(1)で説明したように、解析の対象と

した図-2のモデルでは地表面および左右端の境界を非排水に設定しているので、上部砂層の水が排水されるためには粘土層を通らなければならない。ところが、粘土層の透水係数が小さいから排水に大きな時間を要し、全沈下の速さが小さくなる。

(2) ②の時点では構造物の荷重が載荷されると粘土層に不均一な荷重が加わり、非排水せん断変形が発生する。基礎に即時の相対沈下が生じ(図-3、4の③の時点)、構造物の中心直下と端部直下での間隙水圧の差も大きくなる(図-8の③)。その後排水変形が生じ始め、過剰間隙水圧の差が減少し、鉛直有効応力の差が増加し、相対沈下も増加する。この過程を、③から④の間と、④以降に分けて以下のように考察する。

(3) ③から④の間の変形は、一次元圧密的状態の変形と一次元圧密的変形に含まれるせん断変形以外のせん断変形も生じる。後者のせん断変形が生じるとダイレタンシーによる過剰間隙水圧が発生し、水平方向の間隙水圧の差の減少が遅くなる。応力状態も一次元圧密的状態と異なり(図-5の③から④、図-6の③から④参照)、④に至るまでに大きな相対沈下が発生する(図-4の④参照)。

(4) ④以降の変形は一次元圧密的状態で変形が進むが、その変形の構造物中央部と端部の量の差によってさらに相対沈下が増加する(図-4の④から⑤)。しかし、 q/p' が一定であるためダイレタンシーは生じず、あらたに過剰間隙水圧が発生することができないので、水平方向の過剰間隙水圧の差は指指数関数的に減少する(図-10の④以降)。応力状態も一次元圧密的状態で変化する(図-5の④から⑥、図-6、10の④以降参照)。

(5) 鉛直方向に過剰間隙水圧の差があっても、水平方向の過剰間隙水圧の差が無くなつたとき(図-10の⑤)、相対沈下が増加しなくなる(図-4の⑤以降)。

(2) 透水係数の影響

図-11から図-14は砂層の透水係数と粘土層の透水係数を変えたとき、すなわち、表-2のA、B、C、Dの4つのケースの全沈下や相対沈下の経時変化の違いをみた結果である。図-11は全沈下の経時変化の違いを、図-12は相対沈下の経時変化の違いを、図-13は構造物の下の要素E2とE7の過剰間隙水圧分布の差の経時変化の違いを、図-14は要素E2の有効応力経路

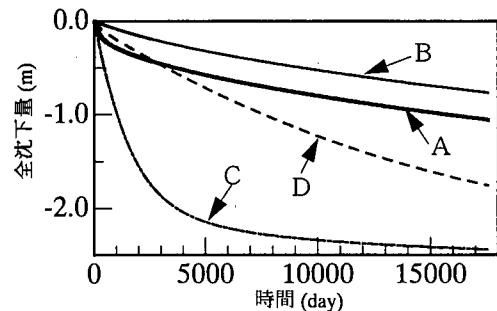


図-11 全沈下の経時変化

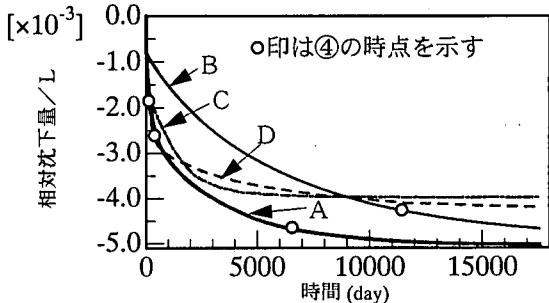


図-12 相対沈下の経時変化 (L : 構造物の長さ)

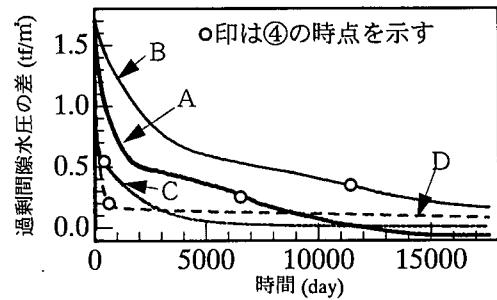


図-13 E2, E7要素の過剰間隙水圧の差の経時変化

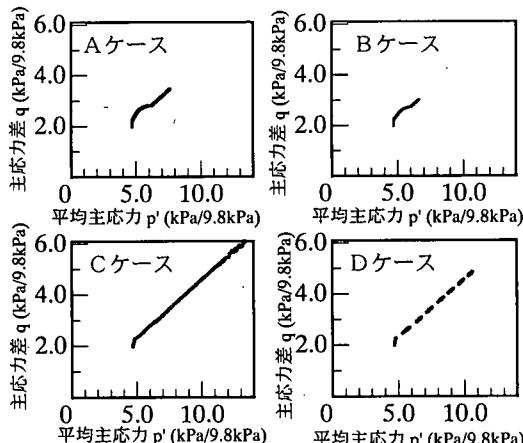


図-14 E2要素の有効応力経路

の違いを示す。なお、全沈下量や相対沈下量の定義、各図中の丸数字の意味は3.(1)の図と同様である。これらの結果から以下の事項が明らかとなった。

(1) 砂層も粘土層も透水係数が小さい場合、すなわち、Bのケースでは、相対沈下も全沈下も収束が遅い。過剰間隙水圧分布の均一化も遅く、有効応力経路が一次元圧密の状態へ移行する時間も遅い。移行後に生じる相対沈下も大きい。一次元圧密の状態に移行後の過剰間隙水圧の差の時間的变化は指数関数的減少している。これは、地盤が全体的に一次元圧密の状態で変形し、その変形量の差によって相対沈下が発生していくことを示す。

(2) 現実には存在しないようなケースであるが、砂層の透水係数が小さくて粘土層の透水係数が大きい場合、すなわち、Dのケースでは、一次元圧密の状態になる時点④が早くなる。しかし、水平方向の過剰間隙水圧の差が若干残っているので、相対沈下が若干増加の傾向が続く。そして、全沈下は増加し続けている。これは、粘土層の透水係数が大きいので粘土層内の過剰間隙水圧は速く均一化する。しかし、上下の砂層の透水係数が小さいので下部砂層の左右の排水境界からの排水に時間が掛かり、粘土層内に水平方向への水の流れが続き、過剰間隙水圧の差が若干残ってくる。そして、排水とともに粘土層が一次元的に圧密するが、中央部の沈下が大きく、構造物の端部へいくほど沈下が小さくなるので、相対沈下が続く。

(3) 砂層の透水係数も粘土層の透水係数も大きい場合、すなわち、Cケースでは相対沈下も全沈下も収束が速く、過剰間隙水圧分布が早く均一化し、有効応力経路も早く一次元圧密の状態になる。そして、水平方向の過剰間隙水圧の差がゼロになると相対沈下は増加しなくなる。ただし、④の時点からも相対沈下はかなり進行している。この理由は以下の通りである。砂層も粘土層も透水係数が大きいので一次元圧密の状態に早い時期に移行する。ところで一次元圧密の変形状態、すなわち、主に鉛直方向に水が流れる状態における沈下量は場所によって異なる。したがって、④以降も一次元圧密の変形量の差による相対沈下が生じることになる。そして、水平方向の間隙水圧の差がゼロになると相対沈下が生じなくなる。

(4) Aケース、すなわち、粘土層の透水係数が小さく砂層の透水係数が大きい場合、Bケースより早く一次元圧密の状態に移行し、相対沈下が早く収束するのは、砂層の透水係数が大きいので砂層を通って水が水平方向に流れ、過剰間隙水圧が

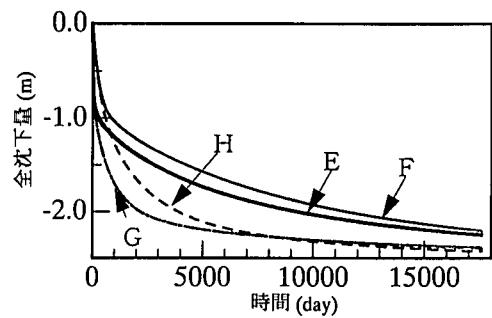


図-15 全沈下の経時変化

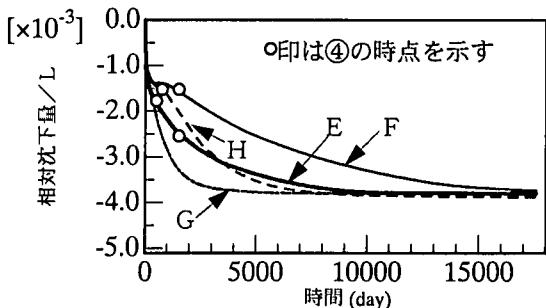


図-16 相対沈下の経時変化 (L : 構造物の長さ)

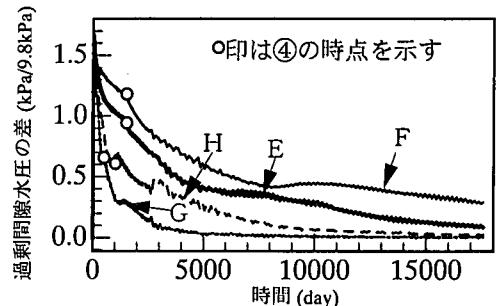


図-17 E 2, E 7 要素の過剰間隙水圧の差の経時変化

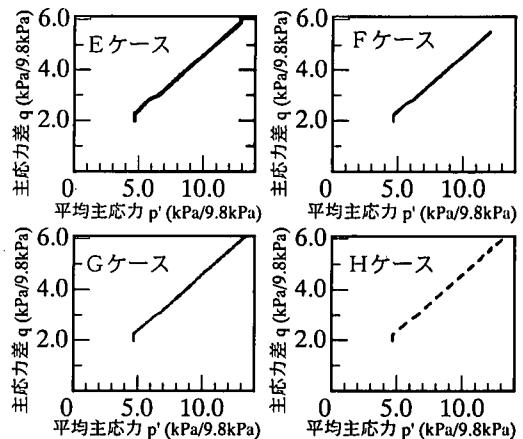


図-18 E 2要素の有効応力経路

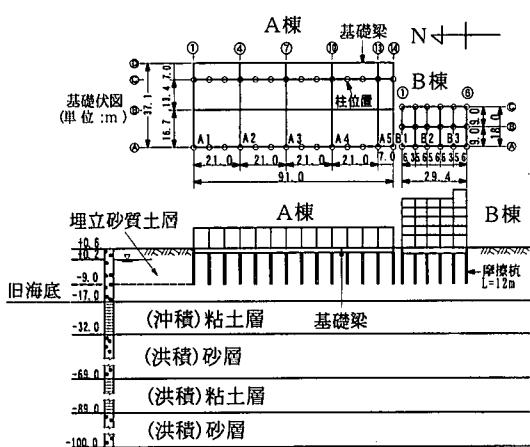


図-19 建物の概略

水平方向に均一化するからである。

(5) 図-14 から明らかなように、CケースやDケースのような砂層、粘土層を含めた地盤全体として水平方向へ水が流れやすいケースほど有効応力経路が一次元圧密的状態に近い経路を示す。

以後、水平方向へ水が流れやすい地盤を水平方向の透水性が大きい地盤と表現することがあるが、透水係数は鉛直方向も水平方向も同じ値である。

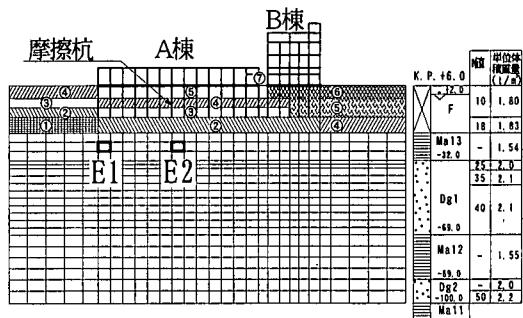
(6) 以上の結果をまとめると以下のようである。水平方向の透水性が大きいと過剰間隙水圧の差の減少は早く、相対沈下の収束も早い。さらに、一次元圧密的状態に移行する時間も早くなることからダイレイタンシーの影響が小さくなり、相対沈下の最終的な値も小さくなる。

(7) 水平方向の透水性と相対沈下の発生速度との関連について、3.(1)の結果も踏まえて考察するところのようである。相対沈下は地盤のせん断変形に起因する部分が大きい。有効鉛直応力の差が大きくなるほどせん断変形は大きくなるが、有効鉛直応力の差の増加速度は過剰間隙水圧の水平方向の差の減少速度に関係している。過剰間隙水圧の差の減少速度は地盤の水平方向の透水性に大きく関係しているので、したがって、水平方向の透水性が相対沈下の経時変化に大きく関係してくることになる。

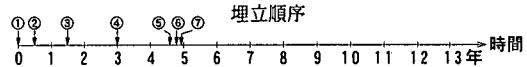
(8) 水理境界をモデルIのように特殊な形に設定することにより、全沈下に関する水の流れと相対沈下に関する水の流れが分離でき、全沈下や相対沈下の経時変化と地盤の中の水の流れる方向との関係が明らかとなった。

(3) 水理境界の影響

図-15 から図-18 は、水理境界条件を現実に



(a) 実構造物の有限要素分割



(b) 施工履歴

図-20 実構造物の有限要素

近い形に設定したモデルIIを用いた結果である。砂の透水係数や粘土の透水係数を変えた相対沈下や全沈下の経時変化を示している。モデルIの場合と異なり、ケースEを除いて、全沈下の経時変化と相対沈下の経時変化の様相がよく似ている。これは、モデルIIの場合は相対沈下に関する過剰間隙水圧均一化のための水の流れの経路と、全沈下に関する過剰間隙水圧消散の水の流れの経路が一部重複しているため、過剰間隙水圧の均一化に要する時間と、過剰間隙水圧の消散に要する時間が接近してくるためである。さらに、比較的早い時期に一次元圧密的状態に移行するので、ダイレイタンシーの影響が小さく、モデルIに比べて最終的な相対沈下の発生量も小さくなっている。なお、ケースEの場合、相対沈下の収束が全沈下の収束より早くなっているのは、砂層の透水係数が大きいので水平方向へ水が移動しやすいが、粘土層の透水係数が小さいので過剰間隙水圧の消散に時間を要するためである。

4. 実構造物の相対沈下

(1) 構造物の概略

実際に建設されている構造物の沈下の実測値を用いて、構造モデルで示された相対沈下の発生メカニズムを検証する。調査の対象とした実構造物の概略を図-19に、地盤のN値の概略を図-20(a)の右側に示す⁶⁾。対象構造物は人工島に建設されており、建物は隣接して2棟ある。A棟は91.0m×37.1mの鉄骨造平家建倉庫で南北方向に長い構造物である。B棟は29.4m×18.0mの鉄骨鉄筋コンクリート造4階

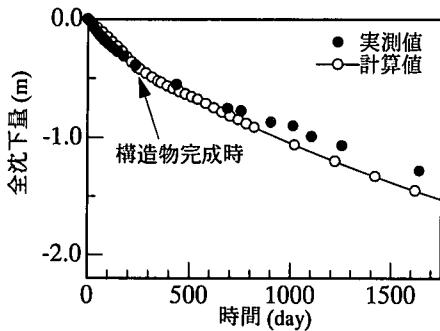


図-21 全沈下の実測値と計算値

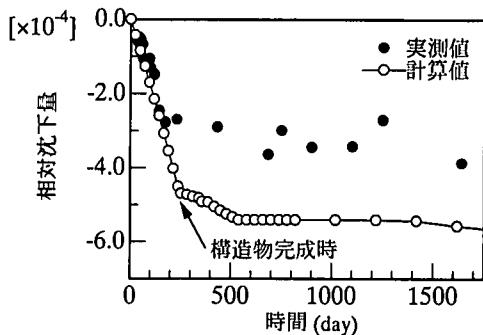


図-22 相対沈下の実測値と計算値

建設事務所である。両棟とも基礎には径400mm～500mm、長さ12mの節杭を摩擦杭として、その打込みによる埋立砂質土層の締固め効果も期待して用いている。A棟には鉄筋コンクリート製の幅0.5m、桁高3.0mの基礎梁が格子状に配置されている。A棟は南北方向が91.0mと長く、桁高の大きい基礎梁は剛性が大きく、相対沈下の防止に有効である。B棟には鉄筋コンクリート製の地下室が設けられている。

埋立てられた海底地盤は沖積粘性土層で、埋立後は上載圧増加により圧密途上の状態になっており、埋立荷重や構造物の建設により大きな沈下が生じるものと考えられる。なお、粘性土層の下には洪積砂層が存在している。

(2) 実構造物の数値計算手順

図-20(a)に数値計算のための有限要素を示す。数値解析の目的が水平方向や鉛直方向の水の流れと相対沈下と全沈下の経時変化の関係を把握することにあるので、図のような2次元的な構造モデルを用いた。上部構造物の部材は梁要素に置き、砂地盤は弾性材料、粘土の部分は関口・太田によって提案された弾・粘塑性材料であるとした。解析では構造物と基礎、地盤を一体として取り扱う。図-20(b)に埋立て施工や構造物建設の時間経過を示している。図中の①から⑦は図-20(a)に示した①から⑦の施工時間に対応している。すなわち、構造物下の埋め立ては同時に施工されたわけではなく、場所によって施工の時間的経過が異なる。そのため、建設前の海底の地盤の土質の特性が同一であっても、施工履歴の違いによって場所によって粘土層の圧密度が異なるため、時間経過に伴って粘土層の特性が不均一になる。これも不同沈下発生の一因となる⁴⁾。⑦の時点は上部の構造物、A棟、B棟が同時に完成了した時点である。数値解析では図に示す施工履歴を

表-3 実構造物の入力パラメータ

沖積粘性土 (Ma 13)							
深さ (m)	D	A	M	ν'	C_v (m^2/d)	K_0	K_i
-18.0～-23.0	0.082	0.48	0.84	0.42	5.8×10^{-3}	0.73	0.89
-23.0～-28.0	0.081	0.54	0.95	0.42	5.5×10^{-3}	0.73	1.00
-28.0～-33.0	0.081	0.44	0.77	0.41	5.2×10^{-3}	0.68	0.89
深さ (m)	α	\dot{V}_0 (l/d)	σV_0 (kPa / 9.8kPa)	σV_1 (kPa / 9.8kPa)	K_x (m/day)	K_y (m/day)	e_0
-18.0～-23.0	7.2×10^{-3}	2.2×10^{-7}	4.485	3.400	3.60×10^{-3}	3.60×10^{-3}	2.627
-23.0～-28.0	7.0×10^{-3}	2.0×10^{-7}	7.935	5.850	3.30×10^{-3}	3.30×10^{-3}	2.415
-28.0～-33.0	7.2×10^{-3}	2.0×10^{-7}	11.385	9.025	3.02×10^{-3}	3.02×10^{-3}	1.938

沖積粘性土 (Ma 12)							
深さ (m)	D	A	M	ν'	C_v (m^2/d)	K_0	K_i
-69.0～-74.0	0.098	0.89	1.55	0.42	0.01	0.73	0.83
-74.0～-79.0	0.098	0.61	1.07	0.42	0.01	0.73	0.83
-79.0～-84.0	0.098	0.69	1.21	0.42	0.01	0.73	0.84
-84.0～-89.0	0.116	0.50	0.87	0.41	0.01	0.69	0.81
深さ (m)	α	\dot{V}_0 (l/d)	σV_0 (kPa / 9.8kPa)	σV_1 (kPa / 9.8kPa)	K_x (m/day)	K_y (m/day)	e_0
-69.0～-74.0	8.6×10^{-3}	2.5×10^{-7}	65.000	44.845	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.782
-74.0～-79.0	8.6×10^{-3}	2.5×10^{-7}	72.000	47.595	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.780
-79.0～-84.0	9.0×10^{-3}	2.7×10^{-7}	78.000	50.345	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.778
-84.0～-89.0	1.0×10^{-2}	3.0×10^{-7}	84.000	53.095	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.774

考慮し、要素や荷重を変更しながら時間を追って順次シミュレートする。上部構造の重量は部材ごとに算定し節点荷重として計算に組み入れた。その大きさは、A棟、B棟別々に平均化すると、A棟は1.09tf/mで、B棟は2.29tf/mである。構造物は撤去されることはなかったので、荷重も除荷されることはない。なお、B棟の南側にはコンテナヤードがあり、コンテナの重量が地盤に常時作用しているので、2.0tf/m²の分布荷重を考慮した。

入力パラメータは圧密試験結果、一軸圧縮強度、および物理試験結果から算定する⁷⁾。表-3に埋め立て前の土質調査結果から算定された入力パラメータの値を示す。記号の意味は表-1と同じである。また、砂層については、土質調査結果から、水平方向の透水係数を0.05m/day、鉛直方向の透水係数を0.03m/day、せん断弾性係数を642tf/m²を、ボア

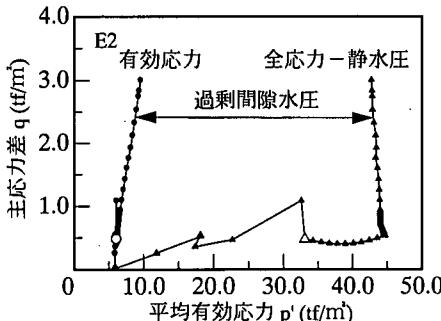


図-23 応力経路

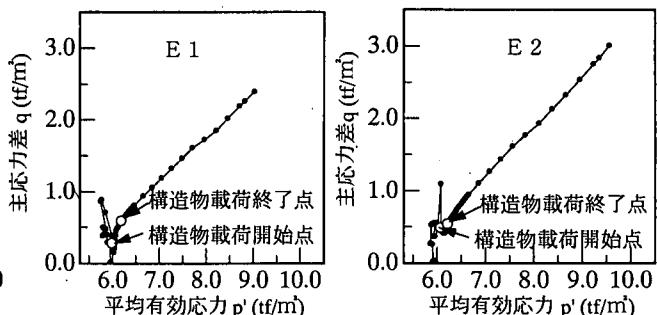


図-24 有効応力経路

ソン比を0.35とした。杭による地盤の締固めの効果を地盤の弾性係数を増加させることによって考慮している。増加の度合いは、杭打設による砂地盤の間隙比減少から算定することとし、砂地盤の弾性係数を5倍した⁴⁾。

埋立て前の状態を初期状態として数値計算を行った。始めに埋立て前の粘土の土質定数を入力し、計算を始める。その後、図-20 (b) の施工計画に従って要素を追加しながら解析を進める、といった具合に、順次施工プロセスをシミュレートした⁴⁾。

(3) 実測値の検証

図-21は、全沈下の経時変化を示している。黒丸は実測沈下量で、白丸は計算沈下量である。全沈下は計算値と実測値がよく一致しており、両者とも増加傾向にあり、圧密進行中であることが理解できる。

図-22は、相対沈下の実測値と計算値の経時変化を示しており、絶対値はかなり異なっているが、傾向はきわめてよく一致している。両者とも構造物が完成してからはほとんど増加が見られない。

このように実構造物の数値シミュレーションがかなり満足のいく程度に実測挙動と一致していることから、数値シミュレーション結果による実構造物の挙動の予測はある程度信頼できるものと解釈できる。

図-23は、図-20 (a) のE2の記号が付されている要素の数値計算による有効応力経路と全応力経路を示す。全応力-静水圧と有効応力とがまだ一致しておらず、相当の過剰間隙水圧を残しているから、まだ圧密が終了していないことが分かる。このことは、図-21に示す全沈下が増加過程にあることと符合する。なお、過剰間隙水圧の実測が行われなかつたため、数値計算結果を用いて検討したい。

図-24は、図-20 (a) のE1, E2の記号が付されている2つの要素の有効応力経路を示す。実構造物に対して、実測による応力値から応力経路

を求めることがないので、数値計算によって応力経路を推測した。各要素の有効応力経路が一次元圧密の応力状態、すなわち、鉛直方向変位のみが発生している状態の応力経路に極めて早く移行している。このことは、実構造物では水平方向の透水性が大きいことを示している。

図-21, 22の実構造物の相対沈下、全沈下の経時変化を、構造モデルの結果を用いて考察する。表-3の土質定数から明らかなように、実構造物では粘土層が若干過圧密となっていたが、盛土が施工された時点では正規圧密状態へ移行する。構造物が建設され荷重が載荷されると非排水せん断変形による即時の相対沈下が生じる。その後、排水状態で圧密が進行し相対沈下が増加し始めるが、水平方向の透水性が大きいため早期に収束する。そのようなプロセスが構造物の建設が進むにつれて順次あらたに加わる荷重に対して繰り返し発生したものと考えられる。全沈下の収束が遅いのは、粘土層の透水係数が小さいために、沖積粘土層の過剰間隙水圧と、さらに沖積粘土層の下の洪積砂層の過剰間隙水圧の消散時間も長くなるためと考えられる。すなわち、構造モデルのAケース、またはEケースと同様の現象が生じたものと考えられる。実構造物においても構造モデルで得られた現象と同様の現象、すなわち、水平方向の透水性が大きいと相対沈下は早く収束するが、全沈下は構造物下の過剰間隙水圧が消散するまで増加するという現象が生じたものと考えられる。

5. むすび

本論文では、地盤の変形に起因する構造物の相対沈下の発生のメカニズムを解明すると共に、相対沈下の経時変化に影響を与える要因の把握を試みた。その結果、以下の事項が明らかになった。

(1) 相対沈下の発生プロセスは大きく三つに分かれる。第一段階は、非排水状態でのせん断変形にと

もない即時的に相対沈下が発生する段階、第二段階は、排水状態ではあるがせん断変形に伴うダイレイタンシーの影響を受け、あらたに間隙水圧が発生しながら相対沈下が発生する段階、第三段階は、地盤の変形がすべて鉛直方向変位だけになってしまい、一次元圧密の状態で相対沈下が発生する段階である。

(2) 地盤の水平方向の透水性が大きいと、相対沈下は早く収束する。さらに、早く一次元圧密の状態に移行し、ダイレイタンシーの影響も小さく、相対沈下の最終的な発生量も小さい。

(3) 実構造物の相対沈下の発生メカニズムと構造モデルの相対沈下発生のメカニズムはよく対応している。

(4) 地盤の水平方向の水の流れをよくするような対策は相対沈下の早期完了に有効である。たとえば、サンドドレン工法を用いて水平方向の水の透水性を大きくすれば相対沈下の早い収束が期待できる。

(5) 軟弱な地盤を埋め立てて構造物を建設するとき相対沈下を防止するために全沈下量を押さえる工法を用いると、周辺の地盤が沈下するが構造物は沈下しないために構造物と周辺地盤の間に段差が生じるという不都合が生じる。水平方向の透水性を大きくして相対沈下を促進し全沈下を周辺の地盤とともに生じさせると、構造物にとって安全性、機能性の両面から有利となる。

謝辞：本研究を遂行するためのデータ収集において、不動建設萩野芳章氏に多大な援助を受けました。また、データ整理において石川工業高等専門学校木村真君、五色政貴君、茶木淳一君に援助を受けました。なお、本研究の一部は文部省科学研究費補助金

(一般研究C、課題番号07650583) の補助を受けて実施されました。記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、丸善出版、pp. 144, 1991.
- 2) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clay, *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Soil Mech. & Foundation Engrg. Tokyo*, pp. 475-484, 1977.
- 3) 山口柏樹：土質力学、技報堂出版、pp. 330, 1993.
- 4) 出村禕典、太田秀樹、松尾稔：軟弱地盤上構造物の上下部構造一体システム用いた最適化、土木学会論文集、No. 505, pp. 171-180, 1994.
- 5) 萩野芳章、出村禕典、加藤康司、松田國夫：六甲アイランド埋立地の摩擦杭で支持された構造物の地震時挙動解析、土と基礎、44-3(458), pp. 34-36, 1996.
- 6) 末松直幹、兵頭洋、佐田義行：不同沈下を考慮した建築基礎の設計と実測、第32回土質工学シンポジウム—支持杭に頼らない基礎工法、昭和62年度発表論文集、社団法人土質工学会、pp. 73-78, 1987.
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987.
- 8) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて、京都大学防災研究所年報、第6号、pp. 128-134, 1963.

(1999. 5. 10 受付)

RELATIVE SETTLEMENT OF STRUCTURE INDUCED BY CONSOLIDATION OF SOFT CLAY

Yoshinori DEMURA, Hideki OHTA and Minoru MATSUO

When a structure with spread footing is built on soft ground, the ground under the structure deforms, and the relative settlement accompanied with the deflection of the foundation occurs. The purpose of this paper is to investigate the factors related to the rate of relative settlement. Numerical results of finite element method with an elastic / visco-plastic model as a constitutive law and measured values of settlements of an existing structure are used in searching the factors influencing the relative settlement. It was found that countermeasures of increasing the permeability in the horizontal direction of the ground under the structure significantly reduce convergence time of the relative settlement.