

軟弱地盤の応力状態の評価手法とその適用性

太田秀樹*・松本江基**・小林 晃***

軟弱地盤の変形挙動を精度よく予測するためには、地盤の応力履歴や工事直前の応力状態を注意深く調査し、それらを適切に評価する必要がある。軟弱地盤内の水圧分布や有効鉛直応力を評価する1つの手法として、水位変動や埋立の履歴を考慮した1次元FEM圧密解析手法を用いた。本手法を東京湾岸の4つの現場に適用し、地盤沈下履歴や水圧分布および圧密降伏応力との比較結果から本手法の妥当性について検討した。

Key Words : soft ground, drawdown, settlement, water pressure, finite element method

1. まえがき

日本の大都市の多くが臨海平野部に位置しており、そのほとんどの地域が人為的な地下水の揚水に伴うさまざまな地下水障害、たとえば地下水位の低下に伴う地盤沈下や自噴停止、さらには酸欠空気発生、塩水侵入、地下水汚染などを経験している(図-1¹⁾参照)。近代産業の振興のために必要な工業用水などを地下水資源に頼りすぎたのがその原因である。東京下町周辺の軟弱地盤地帯では、多量の水溶性天然ガス採取に伴う地下水位低下を主要因とする顕著な地盤沈下が生じた。累計沈下が1970年代前半までに4.5mに達したとされている。東京都では1950年代後半から揚水規制を開始し、1972年には都による鉱業権の買収によって天然ガス採取が全面的に停止に至った²⁾。その結果、地下水位が急激に回復し始め、地盤沈下速度は鈍化もしくは隆起する傾向となった。このような地下水位の変動が、図-2のような地盤内応力の変化を及ぼすと考えられている³⁾。

軟弱地盤上で工事を行う場合、地盤変形が生じやすいため地盤挙動の精度良い予測が要請されている。近年、地盤の変形問題へのFEMの適用例が増加しつつあるが、解析結果の信頼性を高めるためには、入力データの適切な設定方法を構築していく必要がある。太田⁴⁾は、軟弱地盤の変形を支配する要因として以下の4点を指摘している。

1. 土の力学特性
2. 過去の応力履歴
3. 現在の応力状態
4. 地盤への将来の働きかけ

* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科
(〒920 金沢市小立野2-40-20)

** 正会員 工修 (株)間組技術研究所研究第一部

*** 正会員 工博 (株)間組技術研究所研究第一部

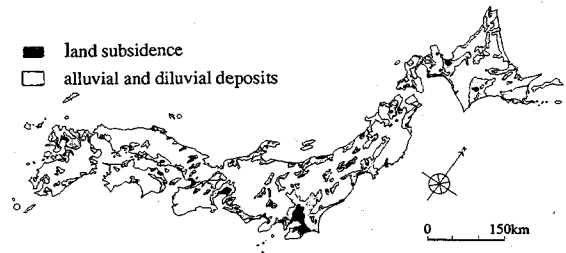


図-1 日本の平野部と地盤沈下地域(クボタ¹⁾によるものを再整理)

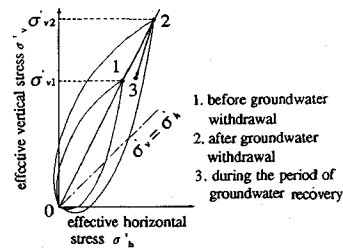


図-2 地下水位低下による地盤内応力の変化

土の力学特性については従来の研究成果を踏まえることにし、ここでは過去の応力履歴や現在の応力状態すなわち工事直前の初期応力状態に注目する。

Wroth⁵⁾は初期応力を精度よく評価することの重要性や計測の困難さを指摘したが、その議論は主に静止土圧係数 K_0 に関するものである。 K_0 の値はJakyの式からおおよそ推定できるとされている⁶⁾。本文では、 K_0 に関しては、Massarsch⁷⁾やAlpan⁸⁾などの従来の研究成果も用いることにし、ここでは地盤内の水圧分布や有効鉛直応力分布を問題にしたい。

土の変形挙動が応力経路に依存するため、工事直前の地盤内の応力状態や施工に伴う地盤状況の変化を注意深く把握する必要がある。地盤が地下水位の低下や回復あるいは埋立による上載荷重の増加など人為的な影響を受

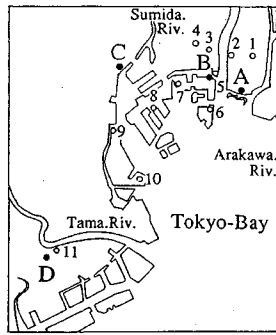


図-3 解析地点および地下水位・地盤沈下観測位置

Site	Location
A	The mouth of River Arakawa
B	The mouth of River Sumida
C	The mouth of River Arakawa
D	The mouth of River Tama

表-1 各地点の概要

Site	Items	Organization
1,4	Bench mark	Institute of Civil Engineering of Tokyo Metropolitan Government(T.M.G) ⁹⁾
2,3	Observation well	Bureau of Port and Harbor of T.M.G ¹⁰⁾
5~10	Observation well	Bureau of Port and Harbor of T.M.G ¹⁰⁾
11	Observation well	Kawasaki City

けている場所では、それらの評価が困難である場合が少なくない。工事に先立って地盤内の水圧分布を計測することはまれで、しかも粘性土中で計測された水圧の評価も簡単でないため、工事前の地盤内の応力状態を調べる何らかの手法が必要となる。これらを適切に評価するためには、対象となる地盤の履歴を十分に調査し、それらの調査結果を簡易に取り込める解析手法が必要である。

水位低下や埋立が広範囲に及ぶ地点では、圧密層中の水の動きが1次元的と考えられる。従来の1次元圧密解析手法では、刻々変化する境界条件を簡単に考慮できないので、ここでは、土/水連成FEMプログラムを用いた1次元圧密解析手法によって地盤内の応力状態を評価する。この手法では、約100年前の地盤状態を初期状態とし、その時点の水圧分布を静水圧と仮定する。そして、その後の地盤履歴を解析的にたどることにより現在の水圧分布や過圧密状態を推定しようとする。東京湾岸の4つの地点に本手法を適用し、実際の地盤沈下履歴や水圧分布および圧密降伏応力との比較から解析手法の妥当性を検討した。

2. 解析地点および地層構成の概要

本文で紹介する4つの解析地点は、東京湾岸部の沖積粘土帯にある。図-3に解析地点A, B, C, Dと本解析に利用した水準点と観測井の位置を示す。表-1にそれぞれの地点の概要をまとめた。各地盤の柱状図を図-4に、各層の土質性状を表-2に示した。4地点とも河口付近に位置しているので沖積層が厚く堆積している。この沖積層は、有楽町層と呼ばれるN値が1~4程度の粘性土が主体である。その厚さは荒川河口付近で30~40mと最も厚いが、A地点では有楽町層下部にN値10~15程度の七号地層と呼ばれる粘性土が堆積している。沖積層の下部には東京層（東京砂層や東京礫層）と呼ばれる洪積層が堆積しており、東京礫層は建物の支持層として知られている。

埋立がD地点を除く3地点で行われている。A地点が1970年代前半からB地点が1960年代後半から埋立

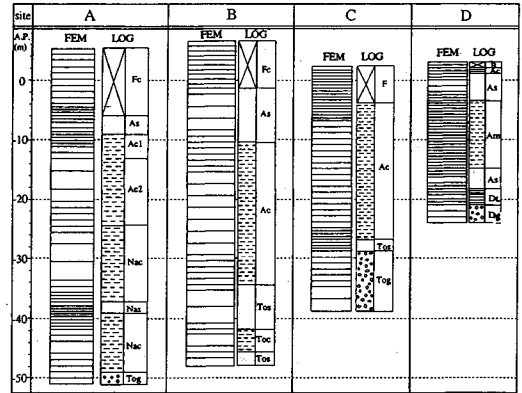


図-4 解析地点の土質柱状図および1次元FEMメッシュ図

表-2 土質性状

Symbol	Class	Description
⊗	Fc, F, B	Reclamation soil, Back fill
⊙	As	Loose silty fine sand
▨	Ac1, Ac2, Ac, Am	Alluvial clayey silt
▧	Nac, Toc	Diluvial silty clay
⊙	Nas, Tos	Diluvial sand
▨	D _L	Volcanic cohesive soil
⊙	Tog, Dg	Gravel

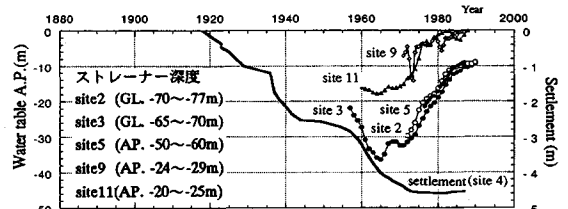


図-5 水位変動と地盤沈下(観測値)(東京都土木技術研究所⁹⁾, 東京都港湾局¹⁰⁾および川崎市によるものを再整理)

られた比較的新しい埋立地である。C地点近傍の地盤は、古くから(江戸時代とみられる)埋立がなされており、その履歴については不明な部分が多い。C地点では、河川の埋立により工事床面が築かれている。

東京湾岸部では東京都などの行政機関による地下水位に観測が行われており、これらの観測結果が地盤の履歴を考えると非常に貴重なデータとなる。図-5に水位の観測結果を示した。沖積粘土層下に存在する帯水層の水位は1965年頃最も低下し、その後の揚水規制によ

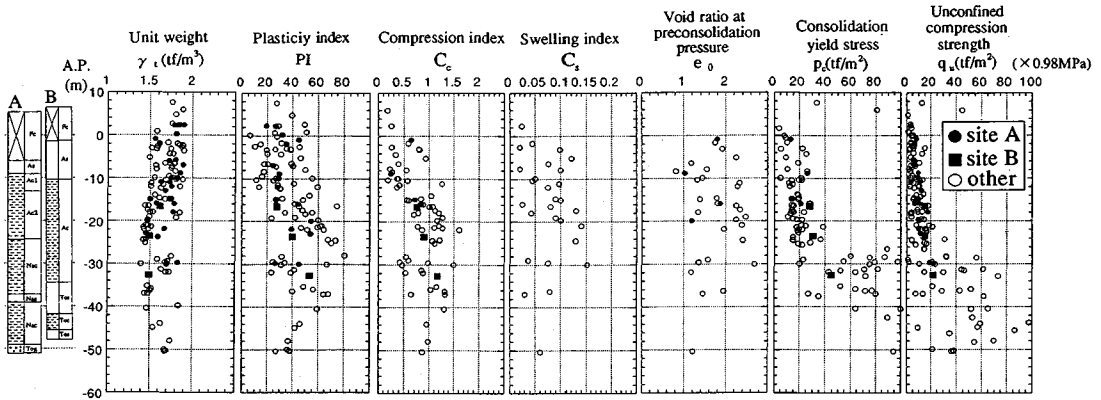


図-6(a) A, B 地点およびその近傍の土質調査結果 (ボーリング本数: 30 本)

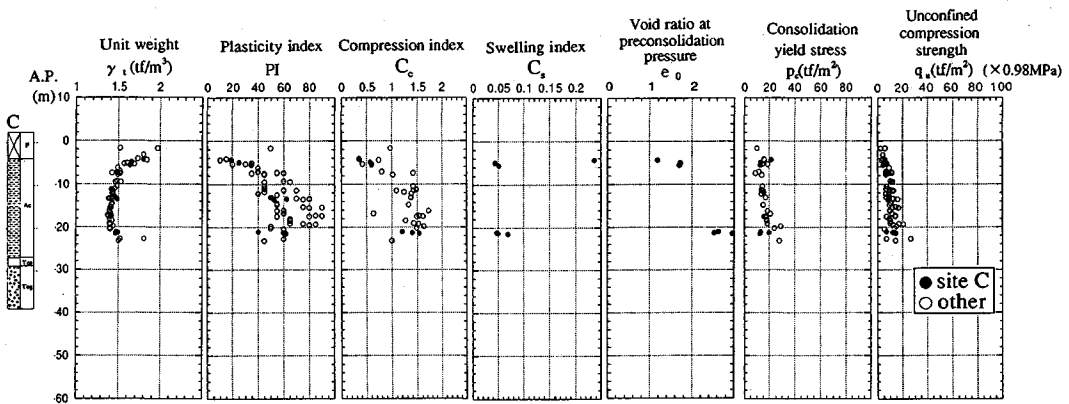


図-6(b) C 地点およびその近傍の土質調査結果 (ボーリング本数: 12 本)

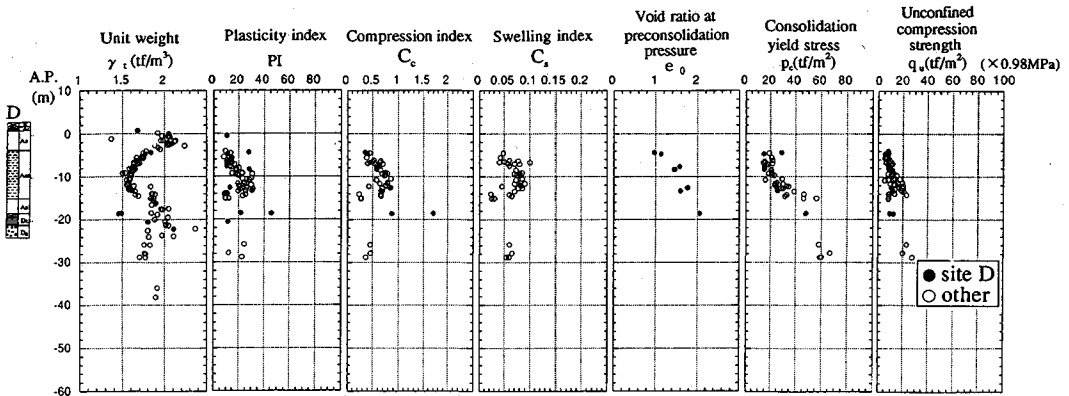
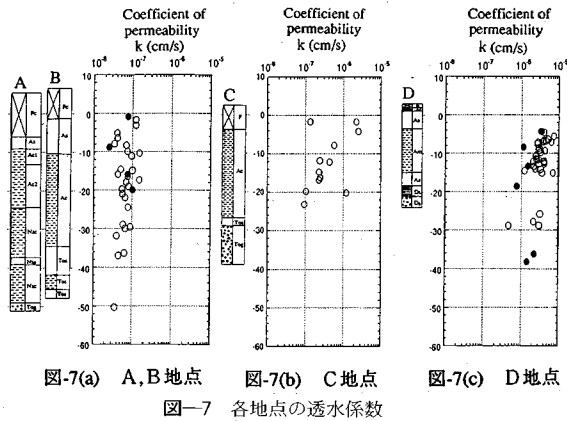


図-6(c) D 地点およびその近傍の土質調査結果 (ボーリング本数: 12 本)

て回復しはじめ現在も回復途中にある。水位が最も低下した地点は荒川河口付近とみられ、A 地点近傍の 2, 3 地点の水位が地表より -40 ~ -50 m (A.P. -30 ~ -40 m) まで低下した。その原因は前述のように水溶性天然ガス開発を主要因とする多量の揚水である。荒川河口付近の 2, 3, 5 地点の観測井の水位は、ほぼ同じような変動傾向を示し、荒川河口付近一帯では水位変動に地域的

な差異があまり認められない。しかし、地表面沈下量は 4 地点の約 4.5 m に対し、1 地点ではその約半分の 2.4 m となり、沈下量は地域的な影響を受けているようである。多摩川河口付近に位置する 11 地点では水位低下量が地表より約 -20 m (A.P. -18 m) まで低下している。9 地点では、近傍工事の影響を受けて一時的に水位が低下する挙動を示している。揚水に伴う地下水位低下



挙動が、東京湾岸のかなり広範囲において認められる。

3. 地盤調査結果

A, B, C, D の 4 地点とその近傍で得られた土質調査結果を図-6 (a)~(c)に示す。それぞれの工事で実施されたボーリング結果が黒塗り記号で示されるが、少数のデータしか得られていないため、それらの結果だけから土質定数を決定するのは非常に難しいことがうかがえる。近隣のボーリングデータを収集整理することによって地盤の全体像が浮き彫りになる。各土質データの深度分布をみると、単位体積重量 (γ_t) は比較的データのばらつきが少なく、沖積粘土層の中央部付近で最小値を示す。塑性指数 (I_p) や圧縮指数 (C_c) は沖積粘土層中央部付近で大きな値を示す傾向にある。図-7 (a)~(c)に標準圧密試験からもとめた粘土層の透水係数を示す。荒川河口付近で $10^{-8} \sim 10^{-7}$ cm/s, 隅田川河口付近で $10^{-7} \sim 10^{-6}$ cm/s, 多摩川河口付近で $10^{-6} \sim 10^{-5}$ cm/s オーダーを示している。

4. 解析方法

(1) 解析モデル

現在の応力状態を把握するには、水位低下や埋立の影響が適切に取り込める解析手法が必要となる。ここでは土/水連成 FEM を用いる。解析プログラムは飯塚、太田¹¹⁾によって開発された DACSAR (Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) と呼ばれるプログラムである。

DACSAR は、粘性土の構成モデルに関口・太田¹²⁾による弾塑性および弾粘塑性モデルを用いており、間隙水の連続条件の離散化に Christian¹³⁾流の手法として知られる赤井・田村の方法¹⁴⁾を用いている。関口・太田モデルは Cam-clay 系のモデルで、自然堆積 (K_0) 状態にある土の挙動を表現できるところにその特徴がある¹⁵⁾。また、DACSAR では間隙比の減少による透水性の低下が、 e -log k 関係の傾き (Ck)¹⁶⁾によって考慮されている。

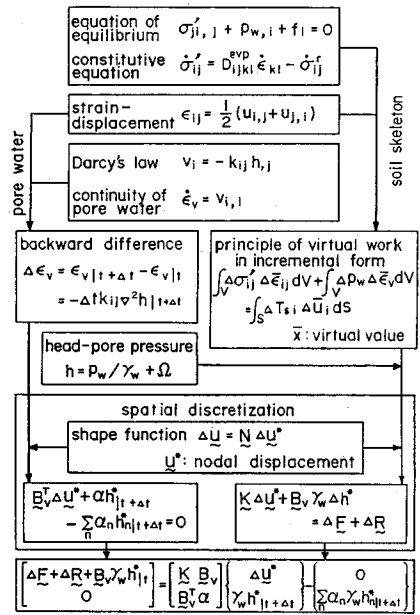


図-8 DACSAR の理論構造の概要 (飯塚, 太田¹¹⁾による)

解析手法の理論構造の概要を図-8 にまとめた。広域的な地下水位低下を受ける粘性土中の間隙水の流れが 1 次元のと考えられるので、解析は 1 次元モデルとした。解析メッシュを図-4 に示した。

地盤内の有効応力が、水位回復に伴い除荷状態となると考えられる。除荷領域の応力・ひずみ関係として、 e -ln p' 関係の膨潤線の傾き (κ) が一定となるような構成関係を用いた。除荷領域でのヤング係数 (E') が、次式のように応力 (p') に依存した非線形弾性関係で表される。

$$E' = \frac{3(1-2\nu')(1+e)}{\kappa} p'$$

ここで、 E' : 除荷時のヤング係数

ν' : ポアソン比

p' : 平均有効主応力

e : 間隙比

κ : e -ln p' 関係の膨潤線の傾き

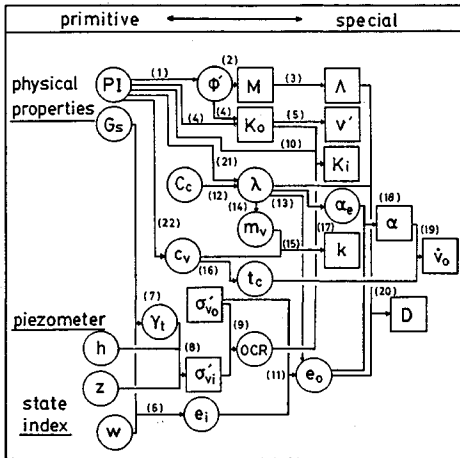
(2) 入力パラメータとパラメータ決定の留意点

a) 材料特性パラメータ

解析に必要なパラメータの数は表-3 に示す 12 種類である。このうち、 A , M , D が、それぞれ圧縮・せん断およびダイレタンシー特性を、 \dot{v}_0 と α が粘性を表す定数である。これらの材料特性を表す定数が、表-3 に示すように、それぞれに見合った土質試験を行うことによって決定できる。しかし、工事に先立って行われる土質試験は、通常、標準圧密試験や一軸圧縮試験が主なもので、三軸試験などはめったに実施されない。飯塚、太

表一 解析に必要なパラメータ(飯塚¹⁸⁾によるものを一部修正)

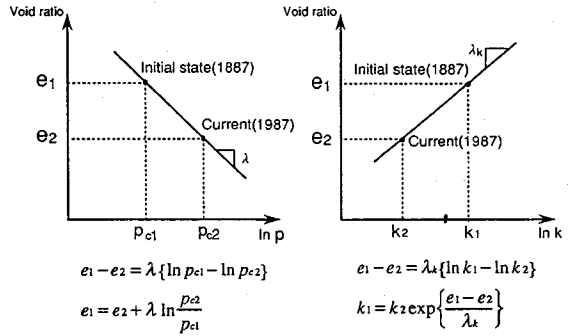
	Parameter	Laboratory test
Material properties	Λ Irreversibility ratio	Triaxial consolidation test
	M Critical state parameter	Triaxial CU test
	D Coefficient of dilatancy	Triaxial CD($p'=\text{const}$) test
	ν' Effective Poisson ratio	Triaxial CU test
	α Coefficient of secondary compression	Triaxial consolidation test
	\dot{v}_0 Initial volumetric strain rate	Triaxial consolidation test
Preconsolidation stress	σ'_{v0} Consolidation yield stress	Oedometer test
	K_0 Coefficient of earth pressure at rest	Triaxial Ko-consolidation test
Initial stress	σ'_{vi} effective overburden pressure	Unit wight test
	K_i Coefficient of in-situ earth pressure at rest	Triaxial Ko-swelling test
Permeability	k Coefficient of permeability	Permeability test
	C_k Tangent of $e - \log k$ curve	Oedometer test



- (1) $\sin\phi = 0.81 - 0.233 \log PI$ Kenney(1959)
- (2) $M = 6 \sin\phi / (3 - \sin\phi)$
- (3) $\Lambda = M / 1.75$ Karube(1975)
- (4) $K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^2 PI$ Massarsch(1979)
- (5) $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$ Jaky(1944)
- (6) $e_i = w G_s$
- (7) $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 - w) / (1 - G_w)$
- (8) $\sigma'_{vi} = \gamma_t z - p_w$
- (9) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_i$
- (10) $K_i = K_0 (OCR)^{0.54 + 0.07 PI / 122}$ Alpan(1967)
- (11) $e_0 = e_i - \lambda(1 - \Lambda) \ln(OCR)$
- (12) $\lambda = 0.434 C_c$
- (13) $e_p = 3.78 \lambda - 0.156$
- (14) $m_v = 3 \lambda / (1 + e_p)(1 + 2K_0 \sigma'_{v0})$
- (15) $k = m_v c_v \gamma_w$
- (16) $t_c + t_{s0} = H^2 t_c (U = 90\%) / c_v$
- (17) $\alpha_w / \lambda = 0.05 \pm 0.02$ (clay) Mesri & Godlewski(1977)
- (18) $\alpha = \alpha_w / (1 + e_0)$ Sekiguchi(1977)
- (19) $\dot{v}_0 = \alpha / t_c$ Sekiguchi(1977)
- (20) $D = \lambda \Lambda / (M(1 + e_0))$ Ohta(1971)
- (21) $\lambda = 0.015 - 0.007 PI$
- (22) $\log c_v (cm^2/min) = -0.025 PI - 0.25 \pm 1$

図一 パラメータの決定フロー(飯塚, 太田¹¹⁾による)

田¹¹⁾はあくまで限られた情報しかない場合のみ適用すべきことを断ったうえで 図一9 のようなパラメータ決定フローを提案している。各パラメータ間の相互関係が示されているので、実際に得られたデータのチェックが行える。材料特性に関する6種類の土質パラメータ決定に当たっては、土質試験結果を慎重に評価するとともに太田らの推定手法を援用した。



図一10 初期間隙比と初期透水係数の設定方法

b) 応力状態を規定するパラメータ

σ'_{v0} や K_0 は先行圧密時の応力状態を、 σ'_{vi} や K_i は現在の応力状態を現わすパラメータである。

σ'_{v0} と σ'_{vi} を比較することによって過圧密比が決定される。先に示した土質調査結果は、揚水に伴う水位低下履歴や埋立履歴を受けた後の値である。解析が始まる約100年前の時点では地盤が水位低下や埋立を経験していないと考えているので、沖積粘土層を正規圧密状態と仮定し、 σ'_{v0} と σ'_{vi} を一致させている。ただし、A地点の有楽町層(Ac)下方に堆積する七号地層(Nac)では、圧密降伏応力の値が解析開始以前から図のような値を示すと考え、 σ'_{v0} を土質調査結果(p_c)に一致させた。

c) 地盤の透水係数

地盤内の間隙水が鉛直方向に流れる場合を想定しよう。本多¹⁷⁾が指摘するように、透水係数の深度分布が水圧分布に非常に大きな影響を与える。透水係数の値は標準圧密試験や透水試験から求められるが、実際工事に適用する場合、標準圧密試験結果の10倍が実測挙動のよい一致を与える¹⁸⁾と言われており、本文でもこの関係に準拠している。また、透水係数の大きさが間隙比の変化の影響を受けるため、 $e - \log k$ 関係の傾き(Ck)と間隙比(e_0)も重要な要因となる。本解析では約100年前を初期状態としているので、100年前の初期透水係数や初期間隙比を 図一10 の関係に従って設定した。

(3) 水位境界の設定

実際の地下水位の変動に一致するように、図一4のメッシュ下端の水位境界条件を固定水頭として与えた。このような境界条件を設定して計算を行うと、地下水面が上下するような変動は生じなかった。水位低下の影響がほとんどなかったと考えられる約100年前の状態から解析を開始した。その時点の水圧分布が静水圧と仮定できるので初期応力の設定根拠が明確である。解析では、水位が観測される以前の水位変動履歴が沈下観測値と比例していたと仮定して与えた。事前の検討結果によれば、最も水位が低下した時点より前の水位変動履歴が現在の

表—4 入力パラメータの一例 (A地点)

	D	Λ	M	ν'	k (cm/s)	Ko	Ki	α	$\bar{\nu}_o$	λ	e o	λk	OCR	E(t/m ²)
As				0.361	1.22E-06		0.566				1.275	0.435		2100
Ac1	0.191	0.900	1.000	0.386	6.35E-06	0.629	0.629	6.36E-03	6.50E-07	0.477	2.000	0.435	1.00	
Ac2	0.126	0.900	1.140	0.394	1.90E-06	0.650	0.650	4.77E-03	5.20E-07	0.477	2.500	0.435	1.00	
Nac	0.128	0.909	1.450	0.378	5.90E-07	0.608	0.840	5.99E-03	6.50E-07	0.499	1.525	0.291	2.30	
Nas				0.378	3.60E-06		0.840				1.525	0.291		6000
Nac	0.128	0.909	1.450	0.378	5.90E-07	0.608	0.840	5.99E-03	6.50E-07	0.499	1.525	0.291	2.30	
Tog				0.300	2.31E-03		0.500				2.000	0.000		15000

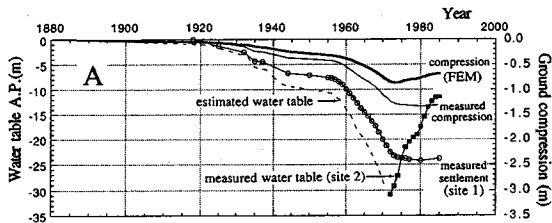


図-11(a) A地点の地盤圧縮量

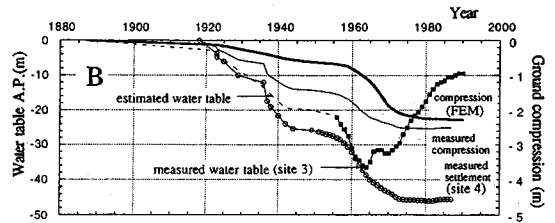


図-11(b) B地点の地盤圧縮量

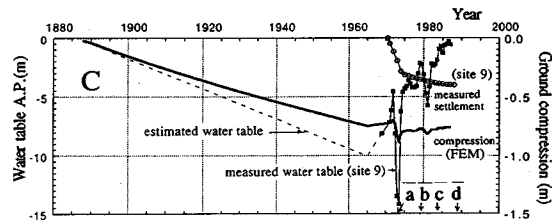


図-11(c) C地点の地盤圧縮量

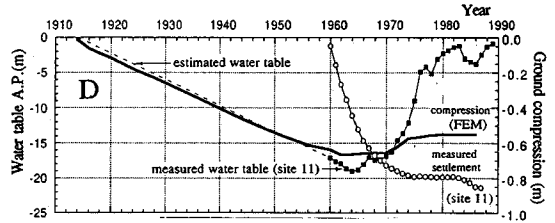


図-11(d) D地点の地盤圧縮量

図—11 実測地盤沈下量と解析結果の比較

応力状態に及ぼす影響は、あまり大きくない¹⁹⁾ことが確認されている。

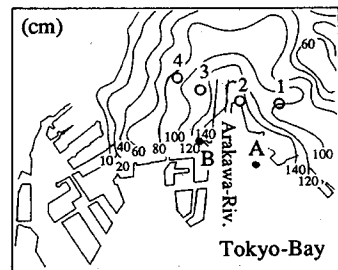
入力パラメータの一例としてA地点のものを表—4に示す。

5. 解析結果

約100年間の1次元FEM解析から、地盤の圧縮量や水圧分布および解析期間中に経験する最大有効鉛直応力が求められる。これらの値を、実際に観測されている沈下量(地盤圧縮量)や水圧分布あるいは圧密降伏応力と比較することによって、観測データや解析手法の妥当性について検討した。

(1) 地盤の圧縮挙動の比較

図—11(a)~(d)に解析による地盤圧縮量と実測値を比較した。地表面沈下量が地下深部からの地盤圧縮量の累計として表されるのに対し、解析結果は地表からメッシュ下端までの地盤圧縮量なので、実際の地表面沈下量と直接比較することができない。4地点で地表面の沈下量と長さ70mの二重鉄管の抜け上がり量が観測され、その結果から70m以浅の地盤圧縮量が地表面沈下量の約55%を占めることが判明している。A地点の解析結



図—12 地盤沈下コンター (荒川河口付近1963~1973)²⁾

果を1地点の地表面沈下量の55%と比較し、B地点の解析結果を4地点の地表面沈下量の55%と比較した。その結果を図—11(a),(b)に示す。A地点では解析結果(太い実線)が実測圧縮量(細い実線)の約50~70%を示し、B地点では解析結果が実測圧縮量の約50~90%を示している。解析結果と実測値の差が大きく生じる原因として、沈下観測地点と解析地点の地層構成などの地域的な差異が指摘できる。地域的な沈下量の差異は、例えば図—12に示す荒川河口付近の沈下コンターからもうかがうことができる。C,D地点では、地表面沈下が1960年代以降から観測されている。地下水水位が回復しているにもかかわらず地表面沈下が進行しており、解析

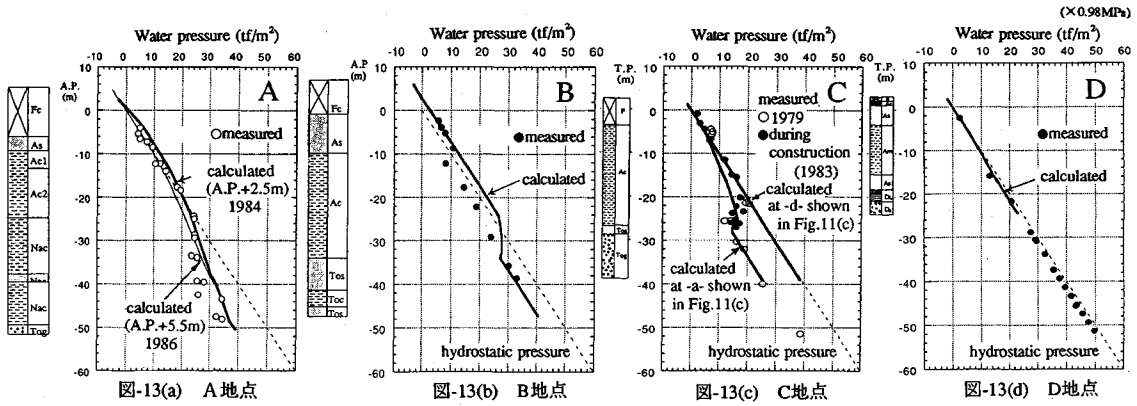


図-13 工事直前の地盤内水圧分布と解析値の比較

によって求めた地盤圧縮傾向と一致しない。観測施設設置に伴う覆土工事による圧密沈下がその一因と考えられるが、現在のところその原因が明確でない。以上より、実測沈下量との比較だけから解析手法の妥当性を判断するのは困難な場合が多い。

(2) 水圧分布の比較

地盤内の水圧分布が、工事開始前に解析地点やその近傍で観測されているので、これらの結果を解析結果と比較する。図-13(a)~(d)に比較結果を示した。

A地点では工事地点での観測データがないため、近傍で観測された水圧分布と比較している。その地点の標高が解析地点よりも約3m低い(A.P.+5.5mと2.5mの差)ことを考慮して埋立高さを設定している。解析結果が、観測された水圧分布と比較的によく一致しており、設定した透水係数の深度分布の妥当性がうかがえる。

B地点の観測データから、A.P.-10m付近で水圧が急変する部分が認められるが、透水性の悪い地層がこの付近に介在しなければこのような水圧分布にならない。しかし、ボーリング調査結果では難透水層が確認できず、実測水圧の十分な検討が必要であることをうかがわせる。

C地点では、工事開始の4年前(図-11(c)中のb時点, 1979年)と工事中(同図中のc時点, 1983年)の2つの時期に水圧分布が観測された。工事開始直前の水圧分布は得られていない。観測井(Site 9)の水位記録によれば、1970年代前半と1980年代前半に一時的な水位低下挙動を示しており、この原因として近隣工事による影響が指摘されている²⁰⁾。図-13(c)で工事開始の4年前(図-11(c)のb時点, 1979年)の観測データが示すT.P.-20m以深の水位(○)は、現場から約1km離れた規模の大きい山留め掘削工事の影響を受けている可能性が高い。工事中の観測水圧(●)が低い原因は、掘削中のディープウェルによる揚水の影響である。図中には解析結果として、沖積層下端の水圧が

T.P.0mを水頭とする静水圧より13tf/m²低い場合と、ほとんど水位がT.P.0mに回復した場合の水圧分布を共に太線で示している。9地点の観測井データによれば、13tf/m²低い状態は図-11(c)のa時点に相当し、水位が回復した状態は、図-11(c)のd時点に相当する。工事の4年前に観測された水圧分布(○)は静水圧より13tf/m²低い状態と比較的によく一致している。9地点の水位が工事の4年前にA.P.-6m付近にあるので、C地点の水位が9地点の水位より7m低い値となる。C地点では近隣工事の影響を受けて水圧が一時的に低下したことが推察される。近隣工事による水位低下の影響を考えずに、9地点の水位観測データだけを用いると、工事終了時点(図-11(c)のd時点, 1989年)の水圧分布が、ほぼ静水圧分布になる。このように、現場の地盤が近隣工事による一時的で局所的な水位低下の影響を受けている場合は、離れた地点の観測井の水位データを用いて工事直前の水圧分布を評価することが非常に困難になる。

D地点で観測された水圧分布は、観測井(Site 11)の水位データがほとんど回復していることもあり、ほぼ静水圧である。観測水圧が静水圧分布を示す場合、水圧分布形状が透水係数の深度分布の影響を受けないので、透水係数の深さ分布をチェックするための検証が行えない。

(3) 圧密降伏応力との比較

正規圧密状態と仮定した約100年前の沖積粘性土層が、その後の水位低下履歴や埋立履歴を受けて圧密され、圧密降伏応力が增大する。図-14(a)~(d)に解析期間中の鉛直有効応力の最大値と標準圧密試験より得られた圧密降伏応力を比較して示した。黒塗り記号が現場のデータであり、白抜き記号が現場周辺のデータである。C地点のボーリングは河川内で行われており、周辺データは標高の高い地点で得られているので、解析結果を河川内と周辺地盤とで分けて表示した。解析結果は実測

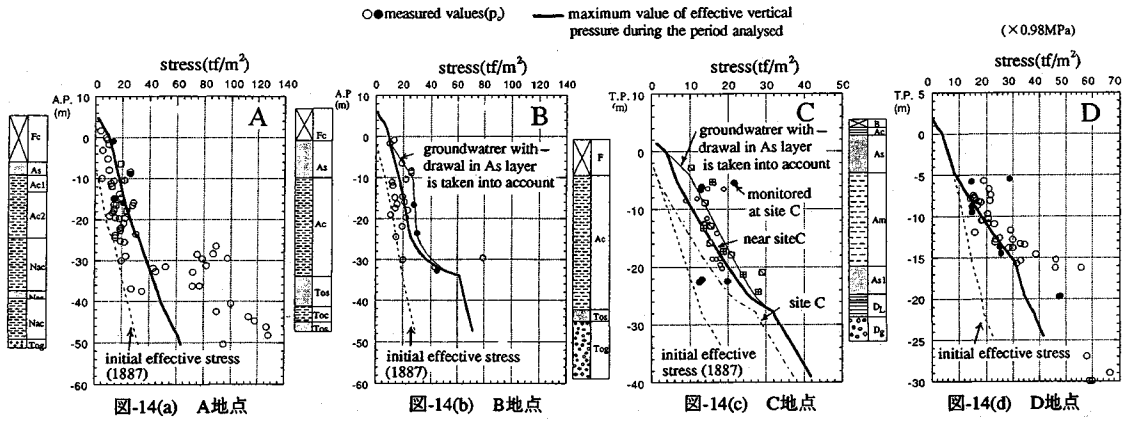


図-14 圧密降伏応力と鉛直有効応力の最大値との比較

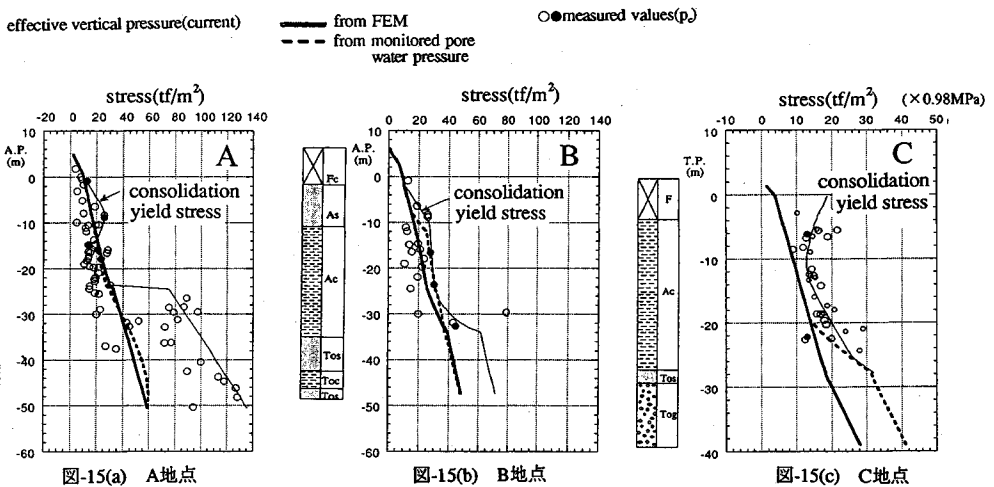


図-15 現在の地盤内の応力状態

表-5 沈下計算ケース

データとよい対応を示し、C地点を除く3つの地点では特に黒塗り記号で示した現場データとの対応がよい。B地点とC地点では、上部砂層の水圧低下を考慮した場合の最大鉛直有効応力も細い実線で示している。実測データは、沖積粘土層上端部で大きい値を示しており、上部砂層の水位低下がその一因と考えられる。

以上のように、水位低下や埋立の影響を考慮した1次元FEM解析を行えば、過去の応力履歴すなわち圧密降伏応力を評価することができる。

6. 水圧分布の評価が工事中の変形挙動に与える影響

解析結果から求めた工事開始直前の有効鉛直応力と圧密降伏応力 (p_c) を比較することによって、工事が始まる前の過圧密比が評価できる。設定する水圧分布によって過圧密比の値に大きな差異が生じ、工事中の地盤の予測変位量が異なってくる場合が少なくない。ここで、現在のほぼ水平な地盤上に架空の盛土が行われると想定

Case	Water pressure distribution assumed in the computation	Computation method
1	Monitored (Fig.13(a)~(c))	$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_1}{p_0}$ *1)
2	The water pressure evaluated by 1-dimensional FEM computation	$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_2}{p_1}$ *2)
3	1-dimensional FEM started from about 100 years ago	

*1) for overconsolidated region
*2) for normally consolidated region

し、将来沈下量を計算をする場合を考えよう。簡単のために盛土が広範囲に施工され、1次元的な沈下が生ずるものとする。盛土荷重は 10 tf/m^2 とする。計算に必要な水圧分布や、通常の簡易計算では考慮することが少ない新規盛土以前の地盤の応力履歴が解析結果に及ぼす影響について検討する。水圧分布として、実測水圧分布をそのまま用いる場合(ケース1)と、1次元FEM解析結果から求めた水圧分布を用いる場合(ケース2)の2ケースを考える。また、沈下算定手法として、通常の

表-6 各ケースの沈下量の比較

Site	Case	Settlement (cm)
A	Case1	70
	Case2	71
	Case3	120
B	Case1	54
	Case2	49
	Case3	80
C	Case1	150
	Case2	134
	Case3	—

Case1:実測水圧を用いた場合
 Case2:FEMによる水圧を用いた場合
 Case3:FEMによる継続計算
 (盛土後20年後の沈下量)

1次元圧密沈下量の算定式を用いる場合(ケース1,2)と1次元FEMによる約100年前からの継続計算による場合(ケース3)を考えた。すなわちケース3は、約100年前からの計算に新規盛土の解析ステップを加えた継続計算なので、工事前までの水位変動や埋立などの地盤履歴が考慮されている。表-5に解析ケースをまとめた。水圧分布の実測値と解析値が等しい結果となったD地点を除く、A, B, Cの3地点で各ケースの沈下量の比較を行った。図-15(a)~(c)にそれぞれの地点において設定された圧密降伏応力と工直前の有効鉛直応力を示す。表-6に計算結果をまとめた。A地点の場合、図-15(a)に示すようにケース1とケース2で沖積粘土層部分の初期応力がほとんど等しいため、算定された沈下量にも大きな差異は生じない。B, C地点では実測水圧分布を用いたケース1の場合、ケース2よりも初期有効土被り圧がやや大きく設定され、過圧密比が小さくなるため沈下量が大きくなる。A, B地点では1次元FEMによる沈下量(ケース3)が、ケース1,2の沈下量の1.5~2倍程度大きな値を示している。埋立工事の残留沈下や1次元FEM解析で考慮されている粘性項(二次圧縮量)の影響が両者間の差位を生じせしめた原因と考えられる。以上のように、工事による地盤変形を予測するとき、変形量は現在の応力状態や過去の応力履歴に依存するため、それらの十分な調査が必要である。

7. ま と め

工直前の地盤内の応力状態を調べるために、過去の水位変動や埋立履歴を簡単に考慮できる1次元FEM解析手法を提案した。この手法を東京湾岸の4地点に適用し、地盤沈下挙動や水圧分布および圧密降伏応力を実際の値と比較し、解析手法の妥当性について検討した。検討の結果、以下のことが明らかとなった。

- ・東京湾岸で長期観測されている地下水位のデータは、

地盤の応力履歴や現在の応力状態を把握するのに大変有効である。本提案手法を用いれば圧密降伏応力や現在の水圧分布のチェックが行える。

- ・地盤沈下量は地層構成などの地域的な特性に依存しているため、離れた地点の観測データをそのまま利用するには困難な場合が多い。
- ・提案手法によって求めた地盤内の最大有効鉛直応力と圧密降伏応力との比較から、水位低下や埋立履歴による地盤内応力の増加割合を適切に評価することができる。
- ・工事前に観察された水圧分布と解析値との比較結果によると、実際の水圧分布を適切に評価できる場合とできない場合がある。近隣工事の影響が認められない地点では、実測水圧を適切に評価できるが、影響を受けている可能性がある場合、本手法をそのまま適用するのは難しい。
- ・粘性土中の水圧分布の計測は難しいと言われている。また、水圧の分布形状が透水係数分布に依存しているため、地盤内の応力を適切に把握するには、水圧分布と透水係数のどちらかを先見的に与える必要があるが、どちらも信頼性が高いとは言えない場合がある。このような場合、本手法を採用することにより、水圧分布や透水係数のチェックを行うのがよい。
- ・埋立地では、埋立の影響が現在にも及んでいる可能性があるため、将来の工事による地盤変形は埋立履歴の影響を考慮して評価する必要がある。

以上をまとめると以下の点が指摘できる。

- ・1次元FEM解析結果と観測結果を比較すると、解析結果が実測挙動を表現できない部分が認められる。計算に際しては、必要な情報は全て与えようとしたが、現時点で入手し得る情報が限られていることが、実測挙動を表現できない原因の一つであると考えられる。
- ・本手法は、他の手法と比べると、水位変動などの地盤環境の変化に対する地盤の応答を、簡易にしかかかない詳細な部分まで検討できるメリットを有している。

8. あとがき

本論文をまとめるにあたり、金沢大学飯塚敦博士には終始御指導いただいた。また、東京都港湾局の清水恵助氏、東京都土木技術研究所の川島真一氏には、東京湾岸の地下水位や地盤沈下について御教示いただいた。さらには、現場の皆様には大変お世話になりました。これらの方々のご協力いただいた各現場の関係各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

1) 久保田鉄工株式会社：アーバンポタ No. 27, MARCH, p. 5, 1988.

- 2) 南関東地方地盤沈下調査会：南関東地域地盤沈下調査対策誌, 1974.
- 3) 第4版土木工学ハンドブック, p. 361.
- 4) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー-37 軟弱地盤の理論と実際, pp. 71~72, 1992.
- 5) C.P. Wroth : In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics, Proc. ASCE Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, 2, pp. 181~230, 1975.
- 6) 山内豊聡・安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察, 土質工学論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 113~118, 1974.
- 7) Massarsch, K.R. : Lateral Earth pressure in normally consolidated clay, Design Parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp. 245~249, 1979.
- 8) Alpan, I. : The Empirical evaluation of the coefficient K_0 , K_{0g} , Soils and Foundations, Vol.7 No.1, pp. 31~40, 1967.
- 9) 東京都土木技術研究所：平成3年の地盤沈下, 平4. 都土木技術研究所年報, pp. 223~254, 1992.
- 10) 東京都港湾局：昭和63年東京港地盤沈下観測調査報告書, 1989.
- 11) 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, 1988.
- 12) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clay, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp. 229~239, 1977.
- 13) Christian, J.T. : Undrained stress distribution by numerical method, Proc. ASCE, Vol.94, SM6, pp. 1333~1345, 1968.
- 14) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No. 259, pp. 95~104, 1978.
- 15) Ohta, H. and Sekiguchi, H. : Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Method in Geomech., Vol.1, Aachen, pp. 475~484, 1979.
- 16) Mesri, G. and Tavensas, F. : Discussion, Proc. ASCE, Vol.109, No.6, pp. 873~878, 1983.
- 17) 本多隆：山留めの施工管理における有限要素法の適用に関する研究, 京都大学学位論文, 1986.
- 18) 飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1988.
- 19) 松本江基・小林晃・太田秀樹：広域的水位低下を考慮した軟弱地盤の圧密履歴解析, 第28回土質工学研究発表会, pp. 451~454, 1993.
- 20) 清水恵助：埋立地の地下水, 地下水と井戸とポンプ, pp. 10~20, 1989.

(1993. 8. 2 受付)

ESTIMATION OF IN-SITU INITIAL EFFECTIVE STRESSES IN SOFT GROUND IN TOKYO

Hideki OHTA, Kouki MASTUMOTO and Akira KOBAYASHI

In analyzing the deformation of soft ground, it is necessary to estimate the in-situ effective stresses before the construction works through the careful examination of the fluctuation of water table and reclamation history on the ground. A method using one dimensional finite element method is proposed to estimate the distribution of the water pressure in the ground. This method is applied to four construction sites and is examined by comparing calculated values with monitored the ground behaviour.