

施工履歴の違いを考慮した人工島の品質評価に対する検討

Numerical evaluation of quality change of man-made reclamation land related to construction sequences

飯塚 敦*, 西田博文**, 河井克之***, 井内崇也****

Atsushi IIZUKA, Hirofumi NISHIDA, Katsuyuki KAWAI, Takaya IUUCHI

*工博, 神戸大学助教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

** 工修, 神戸大学大学院, 自然科学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

***工博, 神戸大学助手, 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

****清水建設株式会社 (〒105-8007 東京都港区芝浦 1-2-3)

The deformation of soils is essentially dependent on the stress/deformation history in the past. The construction activity is nothing else but such a mechanical action given to foundation ground as the stress/deformation history. In this paper, considered is an imaginary construction of man-made reclamation land on soft ground foundation and examined is how difference of construction sequences effects on the final quality of the soil structure. Particularly, developments of inhomogeneous settlement, stress and pore water distribution after the completion of construction work are compared through a series of soil/water coupled elasto-viscoplastic finite element simulations. The final target of this study aims at specifying necessary maintenance works resulting in reducing the total life-cycle-cost (L.L.C.).

Key Words: soft ground, inhomogeneous settlement, imaginary construction work, soil/water coupled elasto-viscoplastic finite element simulation

キーワード: 人工埋立地盤, 軟弱地盤, 不同沈下, 施工履歴, 土/水連成解析

1. まえがき

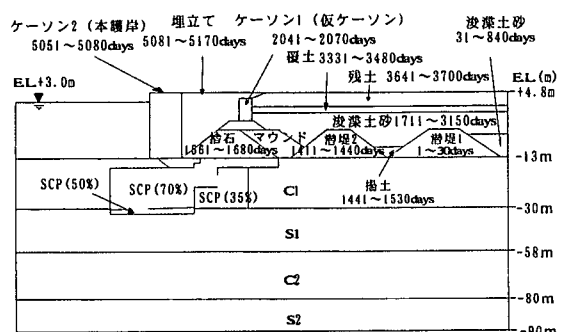
既設構造物の機能維持・補修に対する関心が高まっている。土構造物の設計および施工法の選定の際に、維持補修時に要するコストを含めたライフサイクルコストを低減できるような技術システムの構築が求められている。特に、道路盛土や人工島に代表される土構造物については竣工後の長期的不均一変形の発生が機能維持面で問題となる。

本論文は、施工履歴の違いにより人工島の品質がどのように影響されるのか、また設計および施工計画を立案する際の考慮すべき点について、仮想ではあるが、実施工にできるだけ近い施工履歴を考え、それを丹念にフォローした二次元土/水連成弾(粘)塑性有限要素解析のアプローチから検討したものである。

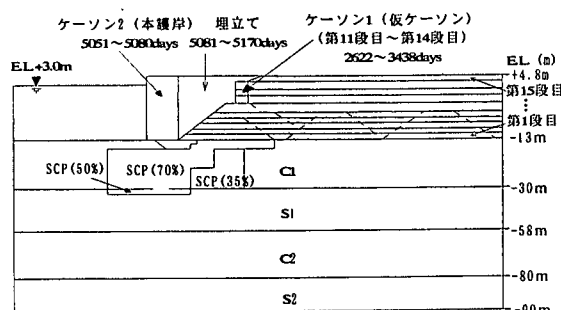
2. 解析条件

2.1 施工履歴

水深約16mの海底基礎地盤上を埋め立てる施工を考え、この施工履歴については図-1に示す2種類の施工手順を想定した。いずれも仮ケーソンを護岸として埋立てを実施し、その後、埋立て完了後に本護岸を施工する計画である。



(a) CASE-1



(b) CASE-2

注) 第1段目~第15段目の材料はCASE-1と同じ

図-1 施工履歴説明図

図-1(a)は過去の人工島埋立施工事例を参考にして実施工に近い状態で埋立てを実施する場合であり、これをCASE-1とした。これに対し、図-1(b)は埋立材料および人工島の最終形状はCASE-1と同じであるが、埋立て(仮ケーソンを含む)過程を様な等分布載荷とする仮想的な場合であり、これをCASE-2とした。通常の沈下計算(Terzaghiの理論など)で前提とされる場合である。すなわち、CASE-1とCASE-2では、基礎地盤に作用するトータルの載荷重は同じであるが、施工履歴のみが異なっている。CASE-1とCASE-2の施工履歴一覧は表-1に示すとおりである。海底基礎地盤については海底面から順番に沖積粘土層(C1)、洪積砂層(S1)、洪積粘土層(C2)、洪積砂層(S2)の均質な水平堆積層と仮定した。なお、竣工後の不同沈下に及ぼす局所的な載荷履歴(場所ごとに異なる載荷履歴)の影響を調べたいので、少なくとも、せん断変形を考慮できる二次元解析が必要となる。厳密に実施工の地盤変形を予測解析しようとするならば、三次元解析が求められようが、本研究では、簡単のため二次元平面ひずみ条件を仮定している。

2.2 解析手法

(1) 解析プログラム

本研究で採用した有限要素法による多次元土/水連成弾(粘)塑性解析プログラムは「DACSAR」¹⁾²⁾³⁾である。関口・太田による弾(粘)塑性構成モデル⁴⁾が組み込まれており、粘土の体積変化に時間依存性を考慮したものとなっている。ひずみ増分は、可逆的なひずみ増分(弾性ひずみ増分) $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ と時間依存性を含む非可逆的なひずみ増分(粘塑性ひずみ増分) $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ との和(弾・粘塑性分解)と仮定する。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (1)$$

この粘塑性ひずみ増分成分が、次のような流動曲面 F 、

$$F = \alpha \ln \left[1 + \frac{t}{t_0} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right] - \epsilon_v^p = 0 \quad (2)$$

と関連流れ則、

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \Gamma \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (3)$$

から決定されるとしている。ここに、 ϵ_v^p は粘塑性体積ひずみ、 α は2次圧密係数と呼ばれる材料パラメータ、 t は時間、 t_0 は時間依存性発現の基準となる時間、 Γ は継続負荷条件($\dot{F} = 0$)から決定される非負の定数である。式(2)に含まれるスカラー関数 f は、

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta \quad (4)$$

と表される。ここに、この構成モデルは地盤材料の圧縮特性およびせん断応力変化に伴う非可逆的なダイレタンシー挙動を表現でき、さらにクリープ(二次圧密)、レラクゼーションといった粘塑性的時間依存性挙動も取り扱うことが可能で、地盤の変形解析で広く用いられている⁵⁾。初期に異方圧密された地盤材料の異方的力学応答(変形・強度の異方性)の表現に優れている。

表-1 工程表

CASE-1	(day)	CASE-2
潜堤1 (1~30)	0	第1段階 (1~30)
後霖土砂 (31~840)		第2段階 (263~292)
		第3段階 (525~554)
	1000	第4段階 (787~816)
潜堤2 (1411~1440)		第5段階 (1050~1079)
揚土 (1441~1530)		第6段階 (1312~1341)
捨石とマウンド (1561~1680)		第7段階 (1574~1603)
後霖土砂 (1711~3150)	2000	第8段階 (1836~1865)
ケーソン1 (2041~2070)		第9段階 (2098~2127)
		第10段階 (2360~2389)
	3000	第11段階 (2622~2651)
覆土 (3331~3480)		第12段階 (2885~2914)
残土 (3641~3700)		第13段階 (3147~3176)
	4000	第14段階 (3409~3438)
		第15段階 (3671~3700)
		ケーソン2 (5051~5080)
ケーソン2 (5051~5080)	5000	埋立て (5081~5170)
埋立て (5081~5170)		※カッコ内の数字は施工期間(day)を表す。

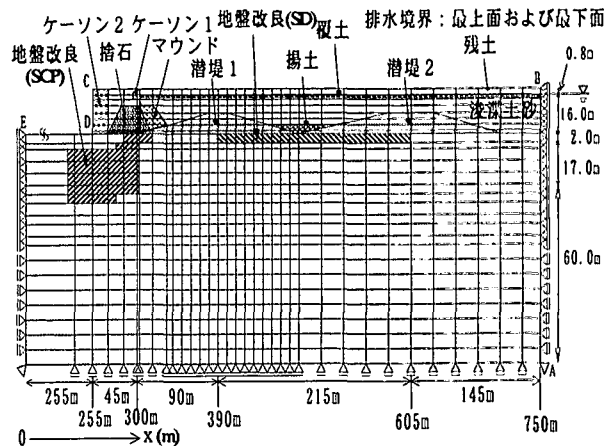


図-2 メッシュ図および境界条件

表-2 拘束および材料条件等一覧

条 件	内 容
拘 束 条 件	二次元平面ひずみ条件
材 料 条 件	弾塑性材料: 粘土層, 上部砂層 弾性材料: 埋立材, 下部砂層, その他
地 下 水 面	海水面 (初期間隙水圧: 静水圧分布)

(2) 解析断面および境界条件

解析断面のメッシュ図および変位境界条件を図-2に示す。排水境界は上下端面でのみ透水係数に見合って水の出入りが許されるものと仮定した。また、解析は平面ひずみ条件で行い、材料条件および初期地下水位は表-2に示すとおりである。

3. 材料パラメータ

3.1 材料パラメータ算定法

(1) 仮定した地盤情報

地盤の材料パラメータは、対象地盤における土質調査

表-3 SCP 改良部の材料パラメータ¹⁶⁾

パラメータ	補正式
λ	$\beta \cdot \lambda$
κ	$\beta \cdot \kappa$
M	原地盤と同じ
ν	原地盤と同じ
σ'_{v0}	σ'_{vi}
σ'_{vi}	$\gamma' = (1-a_s)\gamma'_c + a_s\gamma'_s$ より算定
K_0	原地盤と同じ
K_i	1.0
e_0	砂杭の $e_0 = 0.6$
γ'	$\gamma' = (1-a_s)\gamma'_c + a_s\gamma'_s$
λ_k	$\beta \cdot \lambda_c$
k_{x0}	$k_x = 1 / \{ (1-a_s)/k_c + a_s/k_s \}$
k_{y0}	$k_y = (1-a_s)k_c + a_s k_s$

結果 (物性試験および力学試験) から決定される。本解析では、一般的に得られる地盤情報を基に材料パラメータを算定することを念頭に置き、物性試験より塑性指数および単位体積重量、一軸圧縮試験より一軸圧縮強度、標準圧密試験より圧縮指数、非可逆比、先行応力時の間隙比および有効上載圧、透水係数、標準貫入試験より N 値が与えられていると仮定した (図-3)。

(2) 粘土層の材料パラメータ

粘土層は弾 (粘) 塑性材料として扱い、Iizuka and Ohta の手法²⁾ (図-4) によりパラメータを決定した。図中の q_u は一軸圧縮強度、 σ'_{v0} と σ'_{vi} はそれぞれ先行時と初期の有効上載圧、 PI は塑性指数、 C_c は圧縮指数、 OCR は過圧密比、 K_0 は静止土圧係数、 K_i は原位置における静止土圧係数、 α は二次圧密係数、 ν' はポアソン比、 $\dot{v}_0$ は初期体積ひずみ速度である ($\dot{v}_0 = \alpha/t_0$)。

(3) 上部砂層の材料パラメータ

上部砂層の材料パラメータも弾塑性材料として扱う。ここでは、図-5 に示す宮田ら¹²⁾ が提案した N 値を利用した手法により材料パラメータを決定した。

(4) SCP 部の材料パラメータ

SCP (サンドコンパクションパイル) により置換された地盤については弾 (粘) 塑性材料として扱うが、関口ら¹⁶⁾ が提案した置換率による補正法を用いることにより、SCP 打設の効果を考慮することにした。補正式の一覧は表-3 に示すとおりである。表中の β は沈下低減率、 a_s は置換率、 γ'_c と γ'_s はそれぞれ粘土と置換砂の水中単位体積重量である。また、SD (サンドドレーン) による改良効果は、打設域の透水係数を 100 倍することによって考慮することにした。

表-4 弾 (粘) 塑性材料のパラメータ一覧

層	中央 (EL.m)	D	λ	M	ν'	k (m/day)	σ'_{v0} (kPa)	K_0
C1	-13.63	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	5.04	0.466
	-15.13	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	17.15	0.466
	-17.00	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	32.28	0.466
	-21.00	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	64.56	0.466
	-25.75	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	102.90	0.466
S1	-28.75	0.0810	0.743	1.300	0.318	0.00018	127.11	0.466
	-32.00	0.0068	0.660	1.154	0.340	0.86400	637.50	0.516
	-36.00	0.0068	0.647	1.133	0.344	0.86400	637.50	0.523
	-40.50	0.0068	0.639	1.118	0.346	0.86400	637.50	0.529
	-45.50	0.0029	0.664	1.161	0.339	0.86400	1,530.00	0.513
C2	-50.00	0.0029	0.656	1.149	0.341	0.86400	1,530.00	0.518
	-54.50	0.0029	0.651	1.138	0.343	0.86400	1,530.00	0.522
	-59.00	0.0950	0.397	0.695	0.408	0.00008	672.19	0.689
	-63.00	0.0950	0.397	0.695	0.408	0.00008	734.55	0.689
	-67.50	0.0950	0.397	0.695	0.408	0.00008	804.71	0.689
C1	-72.50	0.0750	0.470	0.822	0.390	0.00008	882.67	0.638
	-75.50	0.0750	0.470	0.822	0.390	0.00008	960.62	0.638
S1	-13.63	3.15	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
	-15.13	10.72	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
	-17.00	20.18	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
	-21.00	40.35	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
	-25.75	64.31	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
S1	-28.75	79.44	0.540	0.0070	0.0070	0.460	2.230	0.400
	-32.00	105.68	1.230	0.0006	0.0006	0.017	0.430	0.017
	-36.00	145.54	1.060	0.0006	0.0006	0.017	0.430	0.017
	-40.50	190.39	0.930	0.0006	0.0006	0.017	0.430	0.017
	-45.50	240.21	1.260	0.0006	0.0006	0.007	0.361	0.007
C2	-50.00	285.06	1.160	0.0006	0.0006	0.007	0.361	0.007
	-54.50	329.90	1.090	0.0006	0.0006	0.007	0.361	0.007
	-59.00	374.46	0.840	0.0080	0.0080	0.400	1.400	0.360
	-63.00	413.19	0.840	0.0080	0.0080	0.400	1.400	0.360
	-67.50	456.77	0.840	0.0080	0.0080	0.400	1.400	0.360
C2	-72.50	505.18	0.790	0.0080	0.0080	0.270	1.050	0.360
	-75.50	553.60	0.790	0.0080	0.0080	0.270	1.050	0.360

表-5 弾性材料のパラメータ一覧

層 材料	中央 (EL.m)	$\tilde{\lambda}$ (kPa)	$\tilde{\mu}$ (kPa)	σ'_w (kPa)	K_0	k (m/day)	e_i
S2	-82.50	11,647	6,000	67.28	1.000	0.8640	1.400
	-87.50	11,647	6,000	72.37	1.000	0.8640	1.400
埋立材	-	2,912	1,500	※1	1.000	0.8640	2.000
ケーソン	-	69,444	1,041,667	※1	1.000	0.0001	2.000

※1: (単位体積重量) × (要素中心の距離) で算出

表-6 解析ケース一覧

施工履歴	SD 考慮せず	SD 考慮※
図-1(a)	CASE-1	CASE-1SD
図-1(b)	CASE-2	CASE-2SD

※ SD: サンドドレーン (透水係数を 100 倍と仮定)

(5) 弾性材料の材料パラメータ

下部砂層、埋立材 (捨石、潜堤、浚渫土砂、覆土、マウンド)、ケーソンは弾性材料として扱い、弾性係数 E は N 値を用いて式(5)より仮定した。

$$E = 2,940N \text{ (kPa)} \quad (5)$$

式(5)より得られた弾性係数を式(6)を用いて有効応力状態の弾性係数 E' に換算する。

$$G = G' = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (6)$$

ここに、 G および G' は全応力に基づくせん断剛性率と有効応力に基づく (有効) せん断剛性率であり、両者は等しい。また、 ν および ν' はポアソン比と有効ポアソン比であり、それぞれ $\nu=0.5$ 、 $\nu'=0.33$ と仮定した。

以上より、決定された入力パラメータを表-4、表-5 に一覧として示す。ここに、表-5 中の $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\mu}$ はラーメの

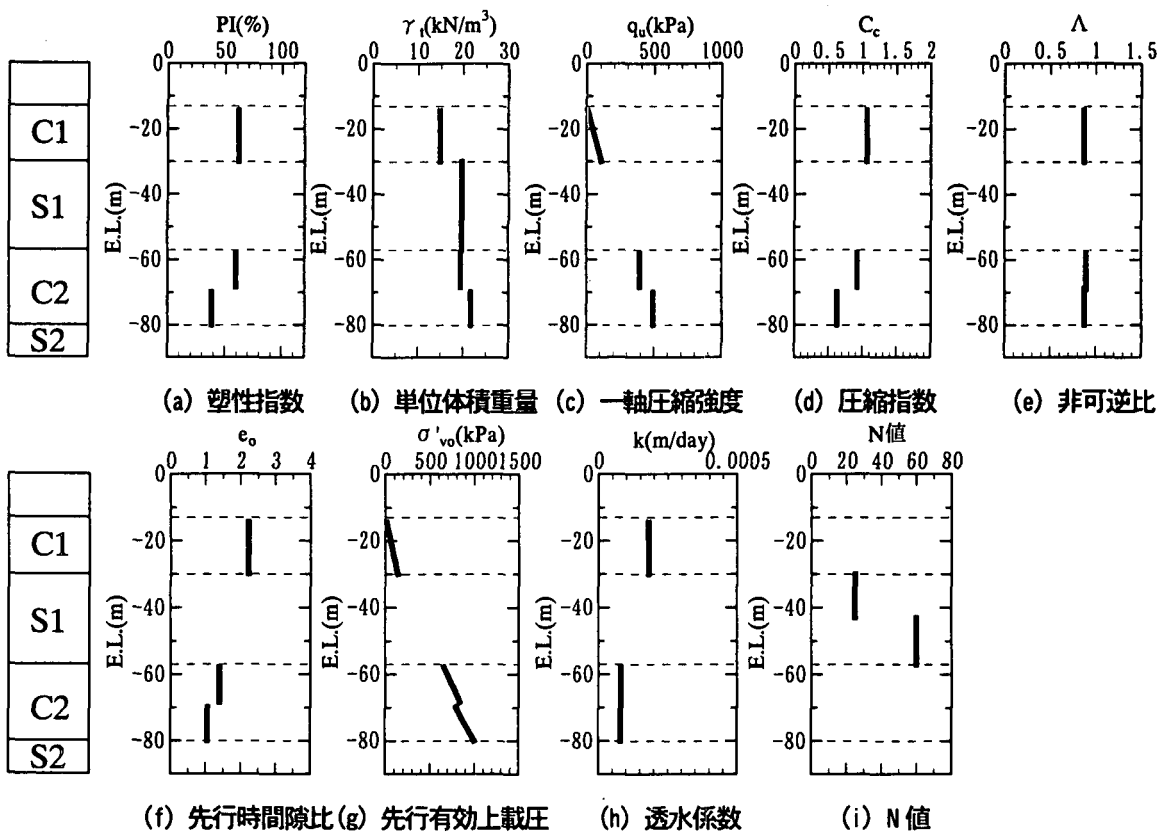
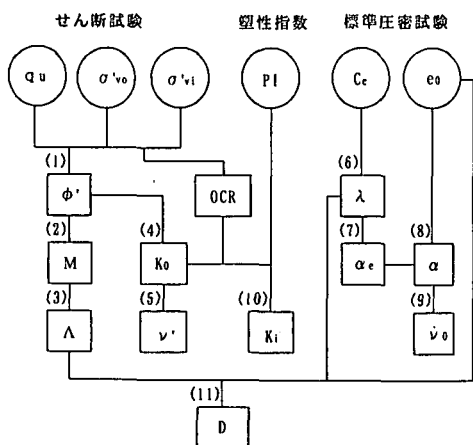


図-3 得られる地盤情報



(1) せん断強度の理論式および K_0 , λ の経験式,

$$(2) M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}, (3) \lambda = \frac{M}{1.75} \text{ (Karube, 1975)}^9,$$

$$(4) K_0 = 1 - \sin \phi' \text{ (Jaky, 1944)}^7, (5) v' = \frac{K_0}{1 + K_0},$$

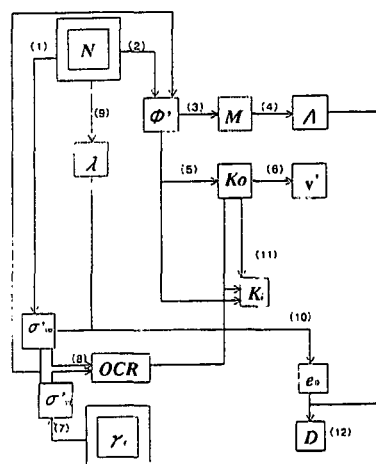
$$(6) \lambda = 0.434 C_c, (7) \frac{\alpha_e}{\lambda} = 0.05 \pm 0.02 \text{ (Mesri and Godlewski, 1977)}^8, (8) \alpha = \frac{\alpha_e}{1 + e_0} \text{ (Sekiguchi, 1977)}^9,$$

$$(9) v_0 = \frac{\alpha}{t_c} \text{ (Sekiguchi, 1977)}^9,$$

$$(10) K_i = K_0 \cdot OCR^{(0.54 \exp(-\frac{PI}{122}))} \text{ (Alpan, 1967)}^{10},$$

$$(11) D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M(1 + e_0)} \text{ (Ohta, 1971)}^{11}$$

図-4 粘土地盤の材料パラメータ算定フロー²⁾



$$(1) \sigma'_{vo} = 25.5 N \text{ (kPa)}, (2) \phi' = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma'_{vi} + 0.7} \right)^{0.6} + 26$$

$$\text{(Aoki, 1986)}^{13}, (3) M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}, (4) \lambda = \frac{M}{1.75} \text{ (Karube, 1975)}^9,$$

$$(5) K_0 = 1 - \sin \phi' \text{ (Jaky, 1944)}^7, (6) v' = \frac{K_0}{1 + K_0},$$

$$(7) \sigma'_{vi} = \gamma_i z - p_w, (8) OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_{vi},$$

$$(9) \lambda = 0.054 - 0.0115 \ln N \text{ (Hough, 1957)}^{14},$$

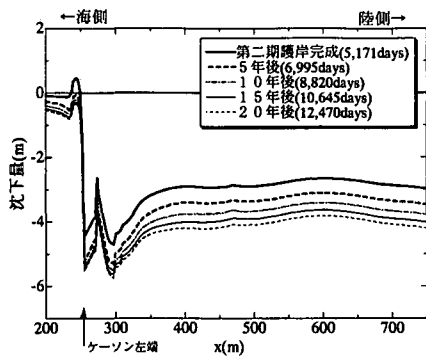
$$(10) e_0 = e(\sigma'_{vi} = 98 \text{ kPa}) - \lambda \ln(\sigma'_{vo} / 98)$$

$$e(\sigma'_{vi} = 98 \text{ kPa}) = 0.761 - 0.093 \ln N,$$

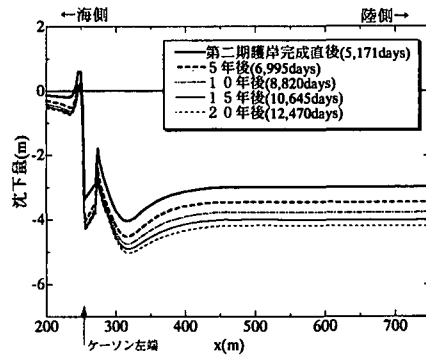
$$(11) K_i = K_0 \cdot OCR^{\sin \phi'} \text{ (Schmidt, 1966)}^{15},$$

$$(12) D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M(1 + e_0)} \text{ (Ohta, 1971)}^{11}$$

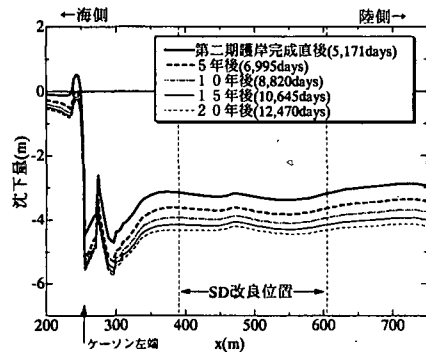
図-5 砂質地盤の材料パラメータ算定フロー¹²⁾



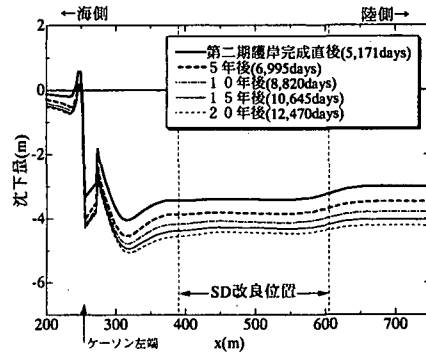
(a) CASE-1



(b) CASE-2



(c) CASE-1SD



(d) CASE-2SD

図-6 海底面沈下量予測結果 (施工開始時からの沈下)

定数である。また、初期には有効応力状態は等方であると仮定した ($K_v = 1.0$)。

4. 解析結果および考察

4.1 沈下量予測

沈下量予測はCASE-1, CASE-2 および各ケースともに $x=390\text{m} \sim 605\text{m}$ 区間 (図-2 参照) の沖積粘土層 (C1) でサンドドレーン (以下, SD と称す) の改良効果を見込んだケース (それぞれ, CASE-1SD, CASE-2SD とした) を含めた計4ケースで行った。解析ケースの一覧を表-6 にまとめている。

本護岸完成直後からその20年後までの海底面の沈下量予測を図-6 および図-7 に示す。図-6 は施工開始時からの沈下、図-7 は人工島竣工後 (第二期護岸完成直後) からの継続 (増分) 沈下である。図中の横軸は図-2 に示す x 座標と対応しており、以下の図についても同様である。実際には、竣工時に整地を行うことで人工島地表面を水平に整えられ、施工履歴が異なれば整地に伴う余盛量が異なると予想されるが、ここでは载荷履歴の違いによる影響に注目しているので、竣工直後の整地に伴う余盛は一切考慮しないことにする。また、ここで言う「不同沈下」は、「竣工後に生じる沈下の不均一 (凹凸の度合い)」と定義する。

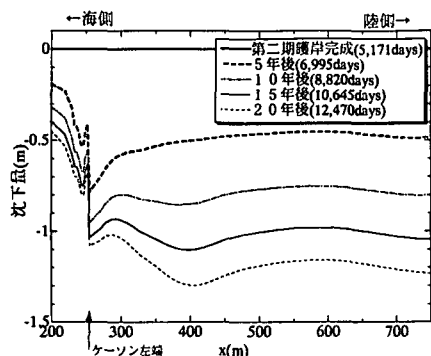
図-6 より、4ケースともに異なった沈下量分布を示し、時間が経過する毎に沈下量変化は小さくなる。しかし、図

-7によると、均一・一様に载荷されたCASE-2よりも、実施工に準拠して局所的载荷が繰り返されるCASE-1の方が、竣工後に人工島内陸部で不同沈下が顕著に現れることがわかる。CASE-2 では、一次元的とみなせる载荷が主であり、基礎地盤の位置によって (図-6 や図-7 の横軸の違いによって) 载荷重履歴は変わらず、せん断を生じないが、CASE-1 では、時間的・空間的にズレを生じながら海底基礎地盤の各所でせん断が生じる。このようなせん断の発生が竣工後の不同沈下の発生に関係していると考えられる。さらに、部分的な地盤改良に対して、従来から指摘されていることであるが¹⁷⁾、予めサンドドレーンを打設されていると (横軸 $x=390\text{m} \sim 605\text{m}$ 区間にサンドドレーンを打設した場合, CASE-1SD およびCASE-2SD), 竣工当初はサンドドレーン改良域での比較的均一な沈下促進が見られるものの (図-6), たとえ均一・一様に载荷されても (CASE-2SD), 竣工後には不同沈下が著しく生じる結果となっている (図-7)。

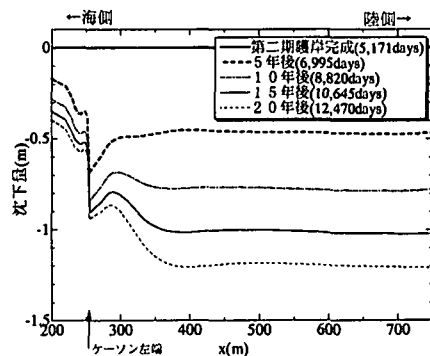
以上より、竣工後の不同沈下の発生は、部分的な地盤改良によるばかりでなく、実施工で避けられない基礎地盤に対するせん断の影響も無視できないものと考えられる。

4.2 全水頭

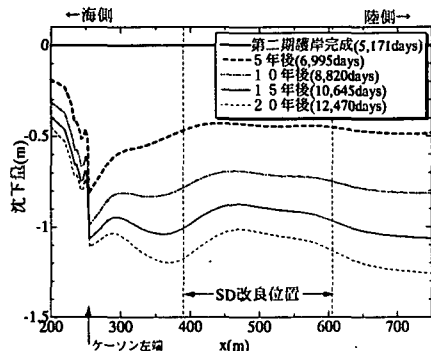
4.1 節で、施工履歴の違いが地盤の変形挙動に与える影響を示した。では、基礎地盤内の全水頭変化 (過剰間隙水圧の発生) にはどのような影響を与えるのだろうか。CASE-1とCASE-2について比較を行った。 $x=400\text{m}$, 500m , 600m における沖積粘土層 (C1) 中央 (初期全水頭= 24.0m)



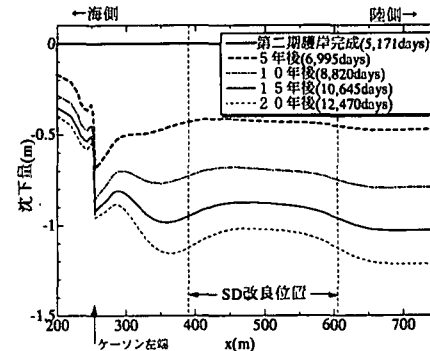
(a) CASE-1



(b) CASE-2

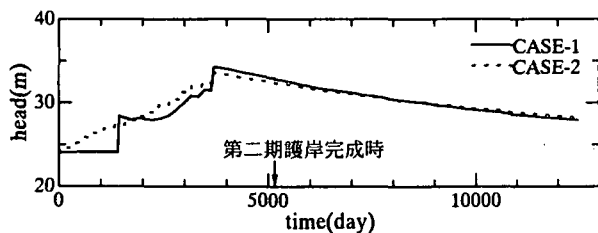


(c) CASE-1SD

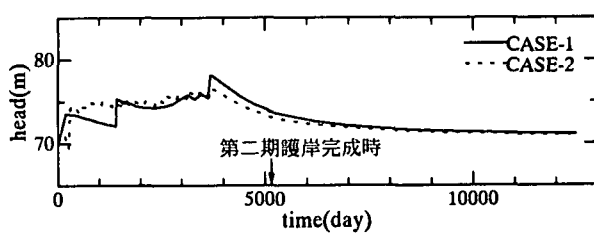


(d) CASE-2SD

図-7 海底面沈下量予測結果(人工島竣工後(第二期護岸完成直後)からの沈下)

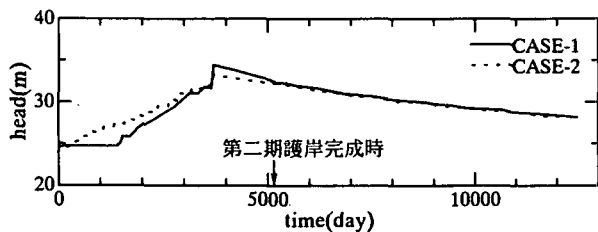


(a) 沖積粘土層

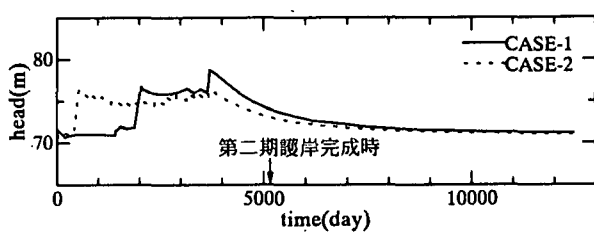


(b) 洪積粘土層

図-8 全水頭の経時変化 (x=400m)

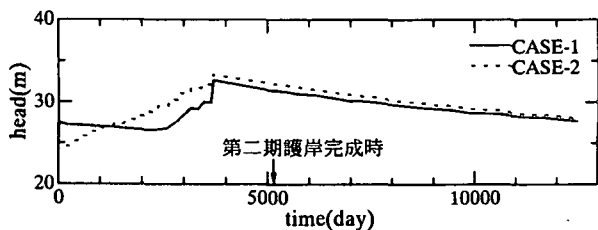


(a) 沖積粘土層

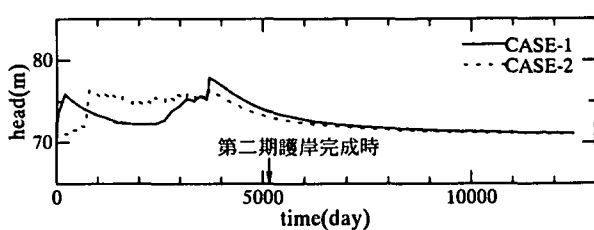


(b) 洪積粘土層

図-9 全水頭の経時変化 (x=500m)



(a) 沖積粘土層



(b) 洪積粘土層

図-10 全水頭の経時変化 (x=600m)

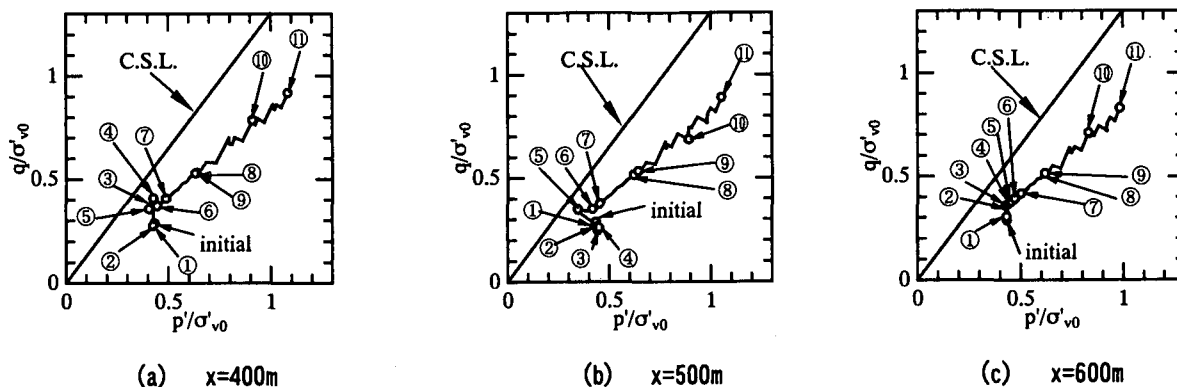


図-11 沖積粘土層の応力経路 (CASE-1)

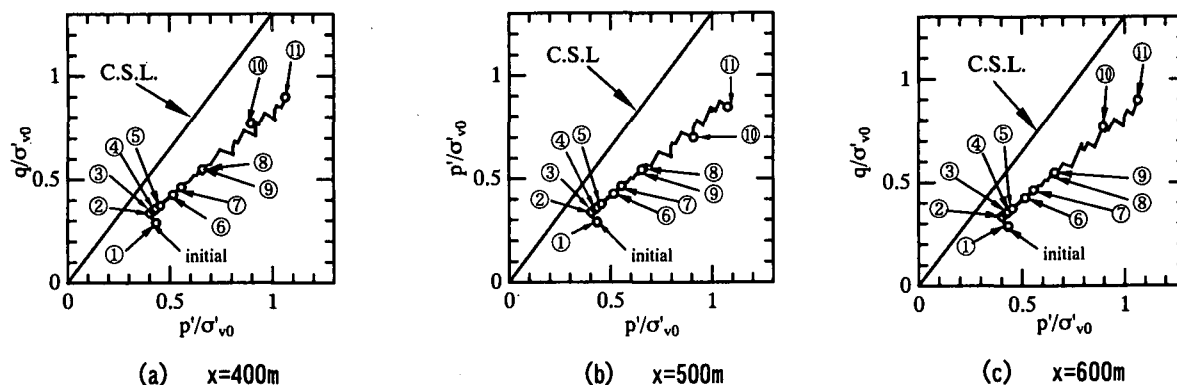


図-12 沖積粘土層の応力経路 (CASE-2)

および洪積粘土層 (C2) 中央 (初期全水頭=70.5m) の全水頭の経時変化を示したのが、図-8～図-10である。図-8～図-10より、上載荷重が同じであっても、それに至る載荷 (施工) 履歴が異なると、全水頭の最大値が異なる結果となっている。均一・一様な載荷履歴を仮定した CASE-2 では、局所的な基礎地盤のせん断はほとんど生じないと考えられ、場所の違い ($x=400\text{m}$, 500m , 600m の違い) による全水頭の変化にも差は見られない。実施工を想定した CASE-1 では、施工中、場所ごとに上載荷重が異なるから、全水頭の変化の様子が異なるが、トータルとしてほぼ一様な載荷重となる埋立終了時において、CASE-2 の場合より全水頭が総じて大きくなり (過剰間隙水圧が高い)、場所によってその値が異なる点 (不均一分布) に興味が引かれる。実施工を想定した CASE-1 では、載荷に伴う基礎地盤のせん断は不可避であるが、場所ごとにその度合いが異なるため、それに伴う負のダイレタンシーの発現も場所ごとに異なったものとなるのが原因であろう。このような過剰間隙水圧の不均一分布は、竣工後の不同沈下を促す大きな要因と考えられる。

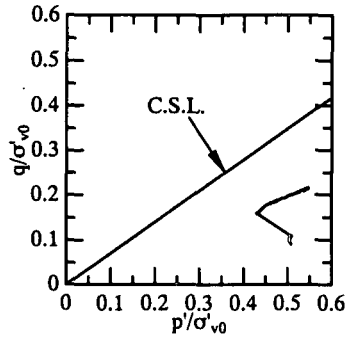
4.3 有効応力経路

4.2 節で、施工履歴の違いが基礎地盤の全水頭変化 (過剰間隙水圧の発生・分布) に影響を及ぼすことを述べた。では、施工履歴の違いは基礎地盤の粘土要素の (有効) 応力経路にどのような影響を及ぼしているのだろうか。本節では沖積粘土層 (C1) と洪積粘土層 (C2) 中央部における応力経路を CASE-1 および CASE-2 について比較

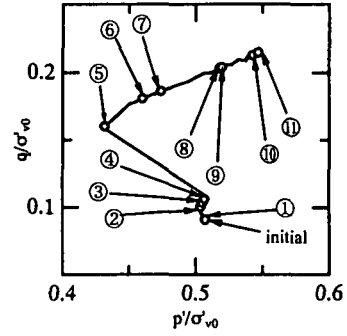
表-7 応力経路の対応表

段階	経過日数	備考
①	30	①～⑥施工履歴が異なる
②	840	
③	1,440	
④	1,680	
⑤	2,070	
⑥	3,150	
⑦	3,700	以降施工履歴同じ
⑧	5,080	ケーソン2設置
⑨	5,170	護岸完成
⑩	8,820	護岸完成10年後
⑪	12,470	護岸完成20年後

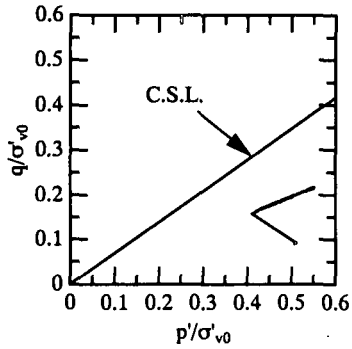
検討する。 $x=400\text{m}$, $x=500\text{m}$ および $x=600\text{m}$ における CASE-1 と CASE-2 の沖積粘土層中央部の応力経路はそれぞれ図-11 および図-12 に示すとおりである。また、 $x=500\text{m}$ および $x=600\text{m}$ における洪積粘土層中央部の応力経路はそれぞれ図-13 および図-14 に示すとおりである。図中の丸数字は表-7 に示す日数と対応している。応力経路図の横軸は先行有効上載圧 σ'_{v0} で無次元化した平均有効応力 p' 、縦軸は同様に無次元化された偏差応力 q である。図-11～図-14 より、沖積粘土層、洪積粘土層ともに荷重履歴の空間的および時間的相違が応力経路の違いとして現れることが把握できる (施工段階①～⑥)。等分布載荷となっている CASE-2 の結果 (図-12) に対して、実施工



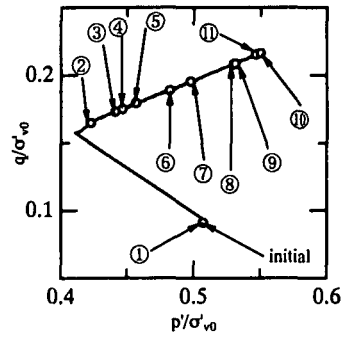
(a) CASE-1



(b) CASE-1 (拡大図)

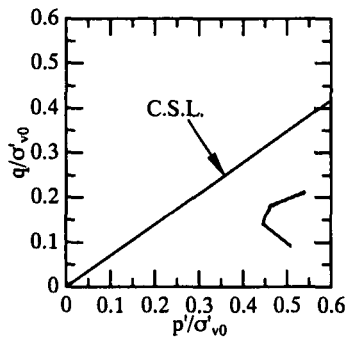


(c) CASE-2

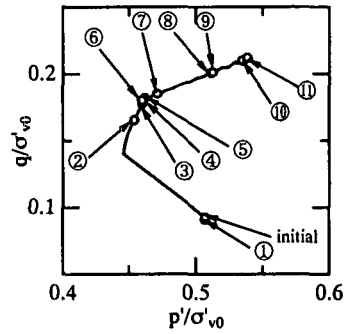


(d) CASE-2 (拡大図)

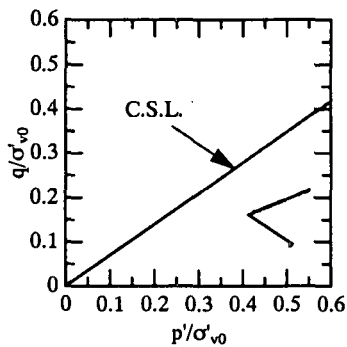
図-13 洪積粘土層の応力経路 (x=500m)



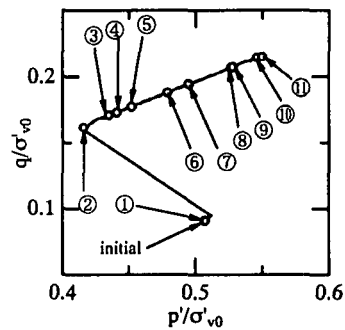
(a) CASE-1



(b) CASE-1 (拡大図)



(c) CASE-2



(d) CASE-2 (拡大図)

図-14 洪積粘土層の応力経路 (x=600m)

を模擬したCASE-1(図-11)では、場所ごとに(位置xの違いで)、施工中(施工段階①~⑥)の有効応力経路が異なり、決して同一の有効応力経路を辿っていないことがわかる。場所ごとにせん断の度合いが異なっていることを意味している。洪積粘土層でも同様のことが見られ、特に施工初期におけるせん断が顕著であるが(図-13と14)、長期沈下問題と関連して、今後より詳細に検討すべき課題と考えている。

図-11~図-14より、応力経路と破壊線(Critical State Line)との位置関係に注目すると、施工段階(①~⑥)では、せん断されて破壊線に近づく様子が見られるが、時間が経過するにつれて、総じて、有効応力状態は破壊から遠ざかる傾向にあることがわかる。つまり、人工島内陸部においては強度、つまり破壊はそれほど重要な問題でないようである。

以上より、人工島の品質および機能維持という視点からは、「破壊」よりも「変形」、特にせん断に伴う不均一な過剰間隙水圧の発生・分布と、それに起因する不同沈下の時間遅れを伴う発生が重要な問題であると言える。

5. あとがき

軟弱地盤上への人工島の建設を例題として、施工履歴の違いが基礎地盤の過剰間隙水圧分布および応力経路の違いとして現れ、地盤の変形挙動といった人工島の品質を左右することが二次元土/水連成弾(粘)塑性有限要素解析を通して示された。また、過剰間隙水圧分布および応力経路が施工履歴により異なることから、基礎地盤に及ぼすせん断の影響は人工島の長期的変形を予測する上で重要であることがいえる。

従来のTerzaghiに代表される圧密理論を用いた人工島の設計においては、場所ごとの載荷重量の違いを考慮したとしても、本質的に一次元的な圧縮変形しか考慮できないため、せん断の影響を検討することはできない。

土構造物は、特に軟弱地盤への載荷を考えた時、圧密によって強度や剛性が増すことから、載荷初期の破壊の検討に重きが置かれていた。しかし、大規模人工島の建設のような土構造物に対しては、載荷初期よりもむしろ竣工後の不同沈下の発生が構造物の品質に対して大きな影響を与える。このような問題を検討するには、従来から指摘されている部分的な地盤改良ばかりでなく、載荷に伴うせん断による影響の検討も重要であって、空間的・時間的載荷履歴の違い(施工手順)の考慮が必要となる。

参考文献

- 1) Ohta, H. and Iizuka, A.: DACSAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University, p.34, 1983.
- 2) 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, 1984.
- 3) 飯塚敦: 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 博士学位論文, 京都大学, p.250, 1988.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency of clay, Proc. Specialty Session 9th ICSMFE, pp.229-239, 1977.
- 5) Duncan, J.M.: The role of advanced constitutive relations in practical applications, State-of-The Art Report, Proc. 13th ICSMFE, Vol.5, pp.31-48, 1994.
- 6) 軽部大蔵: 規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム, pp.45-60, 1975.
- 7) Jaky, J.: Tarajmechanica, J. Hungarian Arch. and Eng., Budapest, pp.355-358, 1944.
- 8) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time- and stress-compressibility interrelationship, Proc. ASCE. Vol.103, GT5, pp.417-430, 1977.
- 9) Sekiguchi, H.: Rheological characteristics of clays, Proc. Specialty Session 9th ICSMFE, pp.289-292, 1977.
- 10) Alpan, I.: The empirical evaluation of the coefficient K_0 , K_{0R} , Soils and Foundations, Vol.7, No.1, pp.31-40, 1967.
- 11) Ohta, H.: Analysis of deformations of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankments, Doctor Thesis, Kyoto University, 1971.
- 12) 宮田智博, 青柳隆之, 鍋谷雅司, 小林一三, 飯塚敦, 太田秀樹: 砂質土地盤の土/水連成有限要素法解析におけるN値を利用した弾塑性パラメータ決定法, 土木学会論文集投稿中
- 13) 青木一二三: 砂の内部摩擦角の新算定式, 構造物設計資料, No.82, pp.30-35, 日本鉄道施設協会, 1985.
- 14) Hough, B.K.: Basic Soils Engineering Ch5. Compressibility and consolidation, Ronald Press Co, pp.97-134, 1957.
- 15) Schmidt, B.: Discussion of Earth Pressures at Rest Related Stress History, Canadian Geotechnical Journal, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada, Vol.3, No.4, pp.239-242, 1966.
- 16) 地盤工学・実務シリーズ 11, 地盤改良効果の予測と実際, pp.171-181, (社)地盤工学会
- 17) 奥村樹郎, 土田孝: 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, 第3号, pp.131-168, 1981.

(2002年4月19日 受付)