

透水性の信頼性を考慮した埋立地の性能設計アプローチ

Approach of the performance design of a reclaimed land in consideration of the reliability of permeability

西田博文*, 長江剛志**, 佐藤毅***

Hirofumi NISHIDA, Takeshi NAGAE, Takeshi SATOH

*博士(工学), 大成基礎設計(株), 本社技術本部(〒113-0022 東京都文京区千駄木3-43-3)

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

***工修, 東洋建設(株), 大阪本店技術部(〒541-0043 大阪府大阪市高麗橋4-1-1)

Long-term differential settlement of soil structures causes the problem of maintenance. Recently, the reduction of cost for construction is required. Thus the method of life cycle performance design that can appropriately evaluate the life cycle cost is requested. In this paper, the approach of the performance design for a reclaimed land by using the soil/ water coupling elasto-viscoplastic finite element method is discussed. The input parameters for this analysis are identified by the information of the soil tests. The results of the tests have some difference, so that these parameters are usually identified as mean value. Particularly, the coefficient of permeability is the most difficult to. In this paper, the influence of the coefficient of permeability on the predicted LCC is examined, and the performance design for a reclaimed land in consideration of the reliability of the permeability is also discussed.

Key Words: a reclaimed land, performance design, reliability

キーワード: 埋立地, メインテナンス, 性能設計, 信頼性

1. まえがき

1995年に締結されたWTO/TBT協定により, 構造物設計において「仕様規定型」から「性能規定型」への動きが世界的に広まってきた。我が国において, コンクリート構造物の設計については性能規定化への対応が早く, コンクリート標準示方書の構造性能照査編¹⁾および耐震性能照査編²⁾が既に制定されている。一方, 地盤構造物の設計に関しては, その対応が遅れており, 2004年に「性能設計概念に基づいた基礎設計等に関する設計原則」(案)³⁾が公開されたところである。さらに, この設計コードは基礎構造物を中心に引き上げられており, 道路盛土や埋立地に挙げられる土構造物については言及されていない。

性能設計は, 対象とする構造物の要求性能を満足するように設計する手法である。たとえば, 埋立地に関しては, 液状化や護岸の安定性だけではなく, 供用後の長期にわたる地表面の不同沈下がメンテナンス上の問題となり, これらの要求性能に対して照査する手法の確立が求められる。したがって, 土構造物の性能設計を行う上で構造物や基礎地盤の品質(変形・強度等)を長期的かつ正確に予測・評価できるかが生命線となる。竜田ら⁴⁾および稲垣ら⁵⁾は, 軟弱地盤上の既設道路盛土を事例として引き上げ, 土/水

連成弾・粘塑性有限要素解析がライフサイクルを考慮した土構造物の性能設計およびコスト最小となる施工法の選定を行う上で有用であることを報告している。しかし, これらの研究成果において, 地盤を構成する材料パラメータの同定に必要な土質試験結果の信頼性(リスク)については言及されていない。このため, 提案された手法の適用範囲は, 変位計や間隙水圧計等の実測値が豊富に存在する既設土構造物に限定される。すなわち, このような既設構造物に対しては, 材料パラメータの修正により解析予測精度を高めることができるため, 土質試験結果の信頼性を考慮する必要がなくなる。一方, 新規土構造物の性能設計においては, 予め解析予測精度を把握・向上することが困難であるため, 土質試験結果の信頼性を考慮する必要がある。

そこで, 本研究では架空の埋立地を例に取り上げ, 土質試験結果の信頼性を考慮した土/水連成弾・粘塑性有限要素解析による土構造物の性能設計手法について検討する。通常, 土質試験結果にはバラツキを有しており, 解析に必要な材料パラメータの代表値として平均値を採用することが多い。しかし, 透水性についてはバラツキの領域が他のパラメータに比べて広いため, 代表値の選定に細心の注意が必要となる。本研究では, 簡単のため, 粘土層の透水性を除く材料パラメータは全て真値が得られているものと仮定し, 室内試験から得られた粘土層の透水性の信頼性のみを考慮することにした。

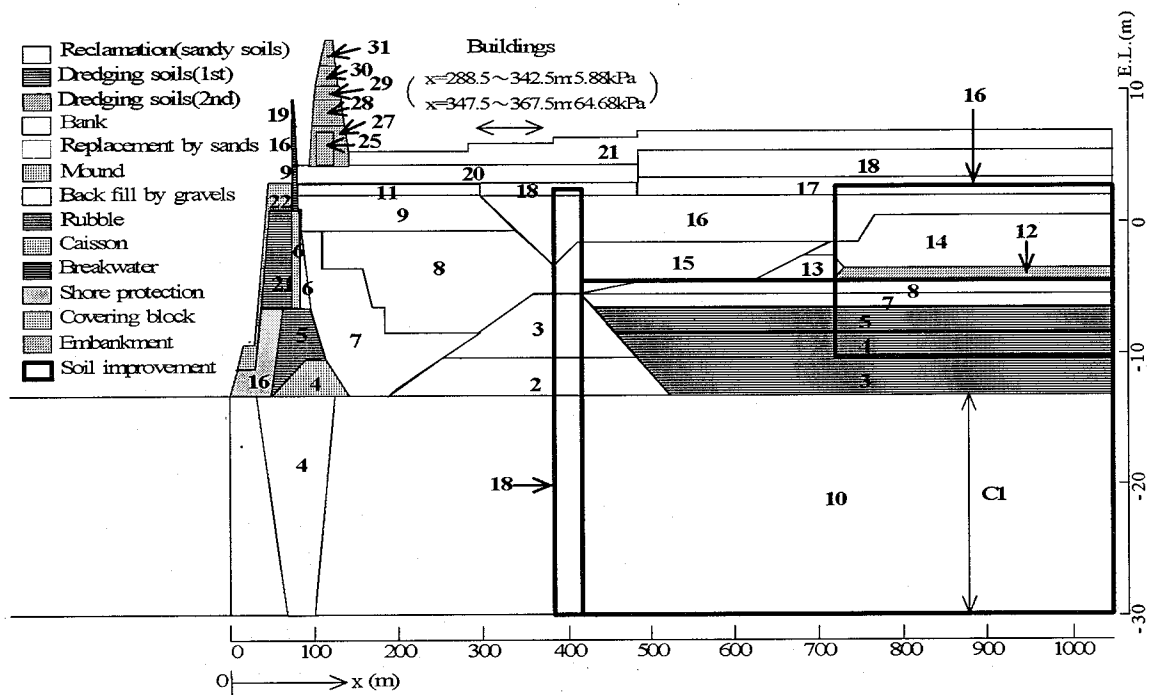


図-1 施工モデル図

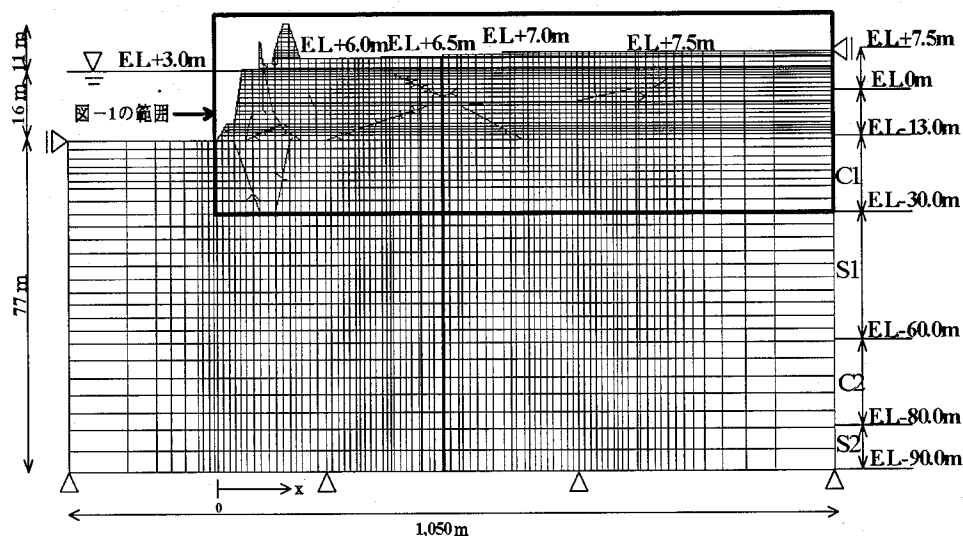


図-2 メッシュ図および変位境界条件

2. 解析条件

2.1 施工履歴

水深 16m の海底基礎地盤上に埋立地を造成する施工を想定した。施工履歴は、過去の人工島埋立工事事例を参考にして、図-1 に示す施工モデル図と表-1 に示す施工工程を想定した。図-1 中に示す番号は表-1 のステージに対応している。なお、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)、第 1 洪積砂層 (S1)、洪積粘土層 (C2) および第 2 洪積砂層 (S2) の均質な水平堆積層と仮定した。

2.2 解析プログラムと解析断面

本研究で採用した土/水連成弾 (粘) 塑性有限要素解析

プログラムは「DACSAR」^{6),7),8)}である。本プログラムには関口・太田による弾 (粘) 塑性構成モデル⁹⁾および線形弾性体モデル等が組み込まれている。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。水理境界は基礎面、砂層の左右端、埋立部以外の海底面および埋立表層について透水係数に見合って水の出入りが許されるものと仮定する。解析は二次元平面ひずみ条件で行い、材料条件および初期地下水位を表-2 のように設定した。

2.3 材料パラメータ

基礎地盤の材料パラメータは物理試験より塑性指数 PI および単位体積重量 γ_t 、一軸圧縮試験より一軸圧縮強度 q_w 、標準圧密試験より圧縮指数 c_c 、非可逆比 Λ 、先行応力

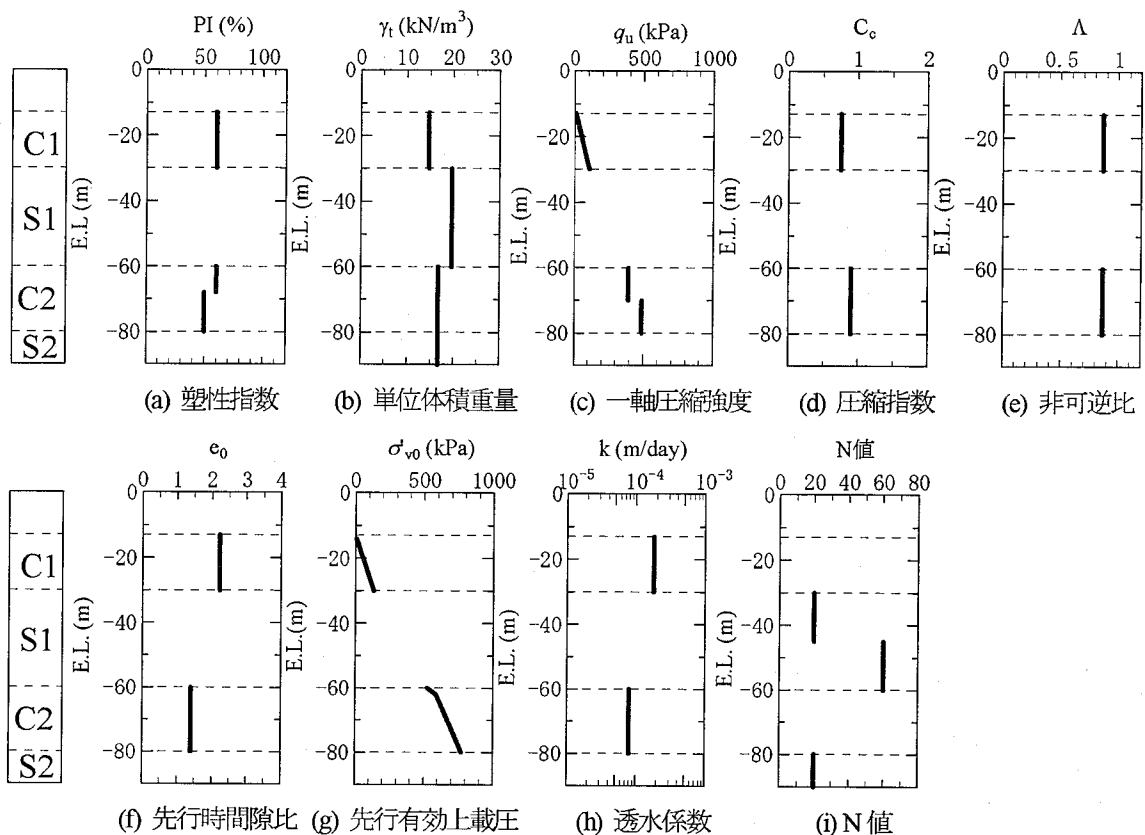


図-3 与えた地盤情報

表-1 全体工程表

STAGE	日数	経過日数	施工内容
1	—	—	初期
2	91	91	潜堤
3	92	183	潜堤, 1次浚渫土砂
4	92	275	置換砂, 1次浚渫土砂, 盛砂
5	59	334	基礎捨石, 1次浚渫土砂
6	31	365	裏込石, ケーソン
7	275	640	埋立
8	90	730	埋立
9	91	821	埋立, 上部工
10	92	913	地盤改良工事
11	92	1,005	埋立
12	90	1,095	2次浚渫土砂
13	183	1,278	埋立
14	183	1,461	埋立
15	183	1,644	埋立
16	182	1,826	上部工, 埋立, 親水護岸, 地盤改良工事
17	183	2,009	埋立
18	92	2,101	埋立, 地盤改良工事 (地盤改良完了)
19	90	2,191	上部工
20	183	2,374	埋立
21	182	2,556	埋立, 基礎捨石 (埋立完了)
22	30	2,586	被覆ブロック
23	336	2,922	放置
24	183	3,105	建物建設
25	547	3,652	盛土
26	426	4,078	放置
27	30	4,108	盛土
28	62	4,170	盛土
29	30	4,200	盛土
30	31	4,231	盛土
31	30	4,261	盛土 (竣工)
—	36,525	40,786	50年間放置・補修

表-2 拘束および材料条件等一覧

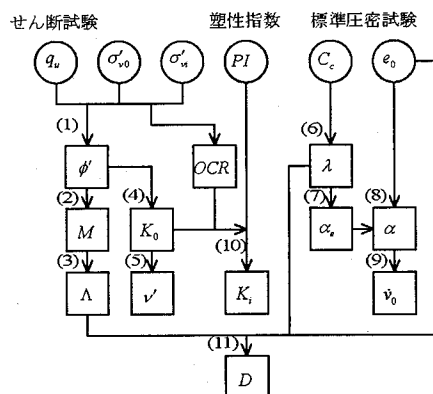
条 件	内 容
拘束条件	二次元平面ひずみ条件
材料条件	弾・粘塑性材料: 第1・第2粘土層, 上部砂層
	弾塑性材料: 第1砂層, 埋立材
	弾性材料: 第2砂層, 捨石, 裏込め材, 護岸部
地下水面	海水面 E.L.=+3.0m (初期間隙水圧: 静水圧分布)

地盤情報を図-3に示す。

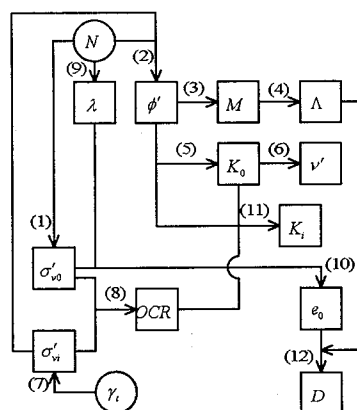
粘土層 (C1, C2) は弾・粘塑性材料として扱い, 図-4に示す Iizuka and Ohta の手法⁹⁾により, パラメータを決定した。第1洪積砂層 (S1), 埋立材 (選定, 浚渫土, 埋立土, 盛砂) および置換砂の材料パラメータは弾塑性材料として扱い, 図-5に示す N 値を利用した手法¹⁰⁾によりパラメータを決定した。ここに, 埋立材および置換砂の入力 N 値を 15 と仮定している。なお, 埋立材の σ'_{v0} は 98kPa とし, 正規圧密状態を仮定した。洪積粘土層以浅の基礎地盤および埋立材・置換砂の材料パラメータの一覧をそれぞれ表-3 と表-4 に示す。表中の D は柴田のダイレイタンス係数¹¹⁾, M は限界応力比, ν' はポアソン比, K_0 は静止土圧係数, K_1 は原位置における静止土圧係数, σ'_{v1} は初期有効上載圧, α は二次圧密係数, $\dot{v}_0$ は初期体積ひずみ速度, λ は自然対数表示の圧縮指数, および λ_k は空隙比 $\sim \ln k$ 関係から得られる勾配 ($\lambda_k = \lambda$ と仮定) である。ここに, 第1洪積砂層, 埋立材および置換砂の透水係数は 0.864m/day と仮定している。

第2洪積砂層, 捨石, 裏込め材および護岸は線形弾性体

時の空隙比 e_0 , 有効上載圧 σ'_{v0} , および平均透水係数, 標準貫入試験より N 値が与えられていると仮定した。与えた



- (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) $\Lambda = \frac{M}{1.75}$ (Karube, 1975),
 (4) $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (Jaky, 1944), (5) $\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0}$,
 (6) $\lambda = 0.434 C_c$, (7) $\frac{\alpha_e}{\lambda} = 0.05 \pm 0.02$ (Mesri and Godlewski, 1977), (8) $\alpha = \frac{\alpha_e}{1 + e_0}$ (Sekiguchi, 1977),
 (9) $\dot{\nu}_0 = \frac{\alpha}{t_c}$ (Sekiguchi, 1977),
 (10) $K_i = K_0 \cdot OCR^{(0.54 \exp(-\frac{PI}{122}))}$ (Alpan, 1967),
 (11) $D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M(1 + e_0)}$ (Ohta, 1971)



- (1) $\sigma'_{v0} = 25.5 N$ (kPa), (2) $\phi' = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma'_{vi} + 0.7} \right)^{0.6} + 26$ (Aoki, 1986), (3) $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$, (4) $\Lambda = \frac{M}{1.75}$ (Karube, 1975),
 (5) $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (Jaky, 1944), (6) $\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0}$,
 (7) $\sigma'_{vi} = \gamma_i z - p_w$, (8) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$,
 (9) $\lambda = 0.054 - 0.0115 \ln N$ (Hough, 1957),
 (10) $e_0 = e(\sigma'_{vi} = 98 \text{ kPa}) - \lambda \ln(\sigma'_{v0} / 98)$
 $e(\sigma'_{vi} = 98 \text{ kPa}) = 0.761 - 0.093 \ln N$,
 (11) $K_i = K_0 \cdot OCR^{\sin \phi'}$ (Schmidt, 1966),
 (12) $D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M(1 + e_0)}$ (Ohta, 1971)

図-4 粘土地盤の材料パラメータ算定フロー⁸⁾

図-5 砂質地盤の材料パラメータ算定フロー¹⁰⁾

表-3 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	σ'_n (kPa)	K_i	α	$\frac{d\nu/dt}{\alpha}$	λ	e_0	λ_k
C1	-14.00	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	7.84	0.466	4.90	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-16.00	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	23.52	0.466	14.70	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-18.00	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	39.20	0.466	24.50	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-19.75	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	53.02	0.466	33.12	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-21.50	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	66.64	0.466	41.65	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-23.25	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	80.45	0.466	50.27	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-25.50	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	98.00	0.466	61.25	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
	-28.50	0.058	0.743	1.300	0.318	0.00018	121.52	0.466	75.95	0.544	0.0050	0.0050	0.326	2.230	0.326
S1	-31.50	0.008	0.604	1.057	0.355	0.86400	509.99	0.551	98.00	1.156	—	—	0.020	0.449	0.020
	-34.50	0.008	0.602	1.053	0.356	0.86400	509.99	0.552	127.40	1.027	—	—	0.020	0.449	0.020
	-37.50	0.008	0.600	1.050	0.356	0.86400	509.99	0.553	156.80	0.937	—	—	0.020	0.449	0.020
	-40.50	0.008	0.599	1.048	0.356	0.86400	509.99	0.554	186.20	0.868	—	—	0.020	0.449	0.020
	-43.50	0.008	0.598	1.046	0.357	0.86400	509.99	0.555	215.60	0.814	—	—	0.020	0.449	0.020
	-46.50	0.003	0.606	1.061	0.354	0.86400	1529.97	0.549	245.00	1.254	—	—	0.007	0.361	0.007
	-49.50	0.003	0.605	1.059	0.355	0.86400	1529.97	0.550	274.40	1.192	—	—	0.007	0.361	0.007
	-52.50	0.003	0.604	1.057	0.355	0.86400	1529.97	0.551	303.80	1.139	—	—	0.007	0.361	0.007
C2	-55.50	0.003	0.603	1.055	0.355	0.86400	1529.97	0.551	333.20	1.092	—	—	0.007	0.361	0.007
	-58.50	0.003	0.602	1.054	0.356	0.86400	1529.97	0.552	362.60	1.052	—	—	0.007	0.361	0.007
	-62.00	0.093	0.396	0.693	0.408	0.00008	586.53	0.689	391.02	0.788	0.0081	0.0081	0.391	1.400	0.391
	-66.00	0.093	0.396	0.693	0.408	0.00008	627.69	0.689	418.46	0.788	0.0081	0.0081	0.391	1.400	0.391
	-70.00	0.093	0.470	0.822	0.389	0.00008	668.85	0.638	445.90	0.738	0.0081	0.0081	0.391	1.400	0.391
	-74.00	0.093	0.470	0.822	0.389	0.00008	710.01	0.638	473.34	0.738	0.0081	0.0081	0.391	1.400	0.391
	-78.00	0.093	0.470	0.822	0.389	0.00008	751.17	0.638	500.78	0.738	0.0081	0.0081	0.391	1.400	0.391

と仮定し、材料パラメータを表-5 のように与えた。表中の $\tilde{\lambda}$ と $\tilde{\mu}$ はラーメの定数である。埋立材および護岸部に関する単位体積重量は表-6 に示す値を用いた。

改良地盤(サンドドレーン部)の透水係数については、長原らの手法¹²⁾により算定した。海底面以深の改良範囲は改良前の61倍、海底面以浅では54倍となる。

表-4 埋立材・置換砂の材料パラメータ

D	A	M	ν'	k
0.009	0.601	1.052	0.356	0.864 (m/day)
K_0	K_i	λ	e_0	λ_k
0.552	0.552	0.023	0.478	0.023

表-5 線形弾性材料のパラメータ一覧

材料	$\tilde{\lambda}$ (kN/m ²)	$\tilde{\mu}$ (kN/m ²)	K_i	k (m/day)
第2 洪積砂層	3,600	1,900	1.000	0.864
捨石、裏込め材	2,700	1,400	1.000	0.864
護岸材	1,360,000	700,000	1.000	1.0×10^{-8}

表-6 埋立部の単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
埋立土	15.68
浚渫土	14.70
捨石、裏込め材、潜堤	19.60
護岸部	23.03

2.4 解析ケースおよび解析手法

解析ケースは、粘土層 (C1, C2) の透水係数を平均透水係数の ξ 倍有する場合を考え、本検討では $\xi=0.5, 1, 2, 5, 10, 20$ の6通りを与えている。ここに、 ξ を透水係数比と呼ぶことにする。たとえば、 $\xi=1$ のときは表-3に示す平均透水係数を入力データとして与えた場合である。

本解析では、埋立地の有すべき性能として地表面の平坦性について考慮することにした。竣工後1年毎に埋立地地表面の不同沈下 (竣工後からの残留沈下量分布) が一箇所でも許容値 (地表面傾斜角: 2.0×10^{-3} (rad)¹³⁾ と設定) を上回れば、竣工時の状態まで全領域オーバーレイすることを想定した。この作業を竣工50年後まで繰り返し、各ケースに対して補修量を算定した。ここに、補修が発生する際には、アスファルト相当 (単位体積重量 22.5kN/m³) の荷重を節点荷重に換算して地表面に与えている。

なお、 $\xi=0.5$ よりも小さい場合についても解析を行ったが、埋立工事中に基礎地盤に破壊が生じ計算が強制終了したため、本検討から外している。

3. 補修量算定結果

各ケースの発生する単位奥行き当たりの補修量の一覧を表-7に示す。表中に示していない年の補修量はゼロである。表-7より、透水係数の設定によって予測される補修時期および補修量が異なる結果が得られた。したがって、地盤の変形挙動を規定する力学パラメータだけでなく、透水係数も土構造物の長期予測結果に大きな影響を及ぼすことがいえる。

図-6に竣工50年後までに要する単位奥行き当たりの補修量と透水係数比 ξ の関係を示す。図より、 $\xi=5$ で補修量が最小となるものの、概ね透水係数比が大きくなるにつれて補修量が小さくなる傾向が得られた。さらに、 $\xi=1$

表-7 補修量算定結果

竣工後 (year)	単位奥行き当たりの補修量 (m ³ /m)					
	$\xi=0.5$	1	2	5	20	2
1	—	—	52.2	42.0	—	52.2
2	134.1	116.6	—	—	59.9	—
5	137.7	109.7	121.1	—	—	121.1
8	—	—	—	142.1	—	—
9	131.2	—	—	—	—	—
10	—	118.9	—	—	—	—
14	115.3	—	—	—	—	—
18	—	118.1	186.7	—	—	186.7
19	—	—	—	—	214.4	—
20	97.9	—	—	—	—	—
28	93.9	—	—	—	—	—
37	—	155.5	—	—	—	—
40	98.0	—	—	—	—	—
計	808.1	618.8	360.0	184.1	274.3	360.0

(他の年の補修量は全ケースともにゼロ)

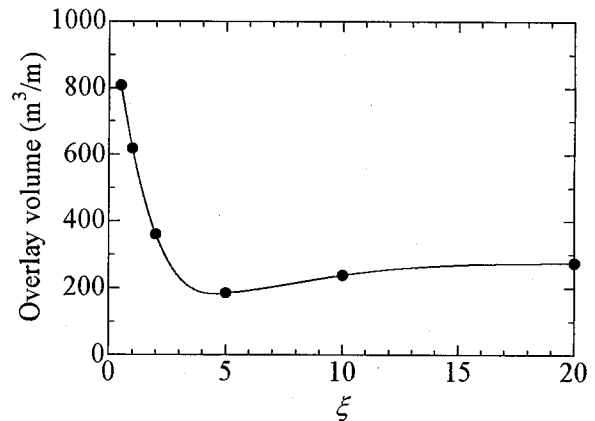


図-6 竣工50年後までの補修量と透水係数比の関係

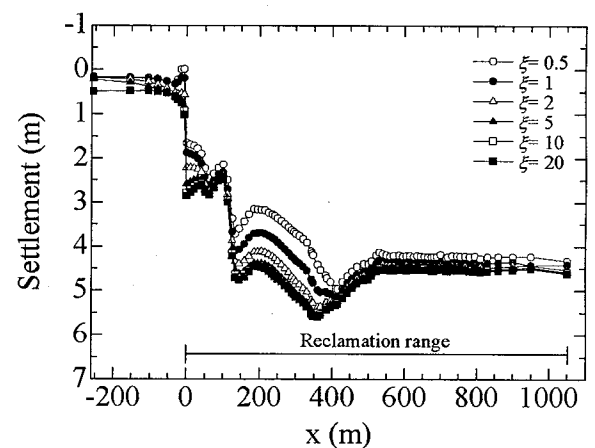


図-7 竣工時の海底面沈下量分布

付近、すなわち平均透水係数前後における補修量の予測値に大きな差が生じる結果となった。図-7は、各ケースの竣工時における海底面沈下量分布を示したものであるが、透水係数比が大きくなるに従い海底面の沈下量が大きくなる。この結果より、透水係数の設定値によって竣工時に

おける基礎地盤の圧密度に違いが生じることが、予測される補修量に影響を及ぼしているものと考えられる。

したがって、土構造物の長期挙動予測を行う際には、透水係数を単に土質試験で得られた平均値だけでなく、その周辺の値についても解析を行い、チェックすることが必要である。さらに、土質試験のサンプル数によって得られる平均透水係数が異なる可能性も十分に考えられるので、土構造物の性能設計を考える上で、基となる土質試験結果の信頼性を考慮することが重要であるといえる。

4. 透水係数の信頼性を考慮した性能設計手法の考え方

前章では、土構造物の性能設計を行う際には土質試験結果の信頼性を考慮する重要性について示された。本章では、透水係数の信頼性を考慮した埋立地の性能設計手法について提案および考察を行う。

4.1 ライフサイクルコストの算定

まず、前章の解析結果を用いて、各透水係数比に対するライフサイクルコスト（以下、LCC と称する）を算定する。ここでは、LCC を「竣工までに要する工事費」と「竣工 50 年後までに要する補修費」の和と定義する。算定結果を以下に示す。

(1) 竣工までに要する工事費算定結果

各工種に必要な費用を、港湾土木請負工事積算基準¹⁴⁾に従って概略的に算定した。表-8 に単位奥行き当たりの工事費の算定を示すが、トータルで約 6,200 万円/m の工事費となった。ここに、被覆ブロック、ケーソン、埋立土および盛土の材料費は工事費計上に含めていない。また、サンドドレーンの計上については、陸上打設と海上打設の区別をしていない。本検討では、単位体積当たりの工事費を 6,200 万円/m と設定することにした。

(2) 竣工 50 年後までの補修費と LCC 算定結果

表-7 に示すように、長期間にわたって補修費が発生する。そのため、ここでは発生する単位奥行き当たりの補修費を竣工時の現在価値で評価することにし、次式¹⁵⁾によって算定した。

$$B = \sum_{i=0}^T \frac{CV_i}{(1+r)^i} \quad (1)$$

ここに、 B は単位奥行き当たりの全補修費、 T は耐用期間 (50 年)、 t は竣工時からの経過年、 r は割引率 (0.04 と設定¹⁶⁾)、 V_i は t 時の補修体積および C は単位体積当たりの補修費である。一般に、オーバーレイによる工事単価は単位面積当たりで示されている。しかし、ここでは解析から得られた残留沈下量を目安に、アスファルト表層 (0.05m) と路盤 (0.2m) で構成される層厚 0.25m (体積換算 0.25m³) の工事単価 (ここでは 5,000 円/m² と設定した) を基にして、単位体積当たりの補修費を求めている。したがって、本検討に用いる V_i は 20,000 円/m³ とし与え

表-8 竣工までに要する工事費算定結果

工種	単位	数量	単価 (円)	金額 (千円)	備考
置換砂	m ³	1,029	1,600	1,646,400	
盛砂・潜堤	m ³	1,723	5,400	9,304,200	
捨石	m ³	528	6,100	3,220,800	
親水護岸	m ³	219	4,500	985,500	
被覆ブロック	m ³	102	5,000	510,000	材料費含まず
ケーソン	m ³	48	52,000	2,496,000	材料費含まず
埋立土 (水中)	m ³	14,638	200	2,927,600	材料費含まず
埋立土 (陸上)	m ³	4,325	500	2,162,500	材料費含まず
裏込め石	m ³	81	6,000	486,000	
盛土	m ³	285	700	199,500	材料費含まず
SD	m	9,276	4,100	38,031,600	陸上、海上区別無し
合計	一式			61,970,100	

表-9 単位奥行き当たりの補修費と LCC の算定結果

透水係数比 ξ	補修費 (万円/m)	LCC (万円/m)
0.5	985	7,185
1	746	6,946
2	484	6,684
5	289	6,489
10	304	6,504
20	314	6,514

られる。各透水係数比に対する単位奥行き当たりの補修費および LCC の算定結果を表-9 に示す。図-8 は、LCC と透水係数比の関係をグラフ化したものであり、スプライン曲線によってプロット間を結んでいる。

図-8 より、 $\xi = 0.5 \sim 20$ の範囲で単位奥行き当たりの LCC に 700 万円程度の差が生じている。また、補修量 (図-6 参照) の場合と同様、平均透水係数 ($\xi = 1$) 前後の LCC に大きな差が生じる結果が得られた。

4.2 性能設計手法の提案および考察

前節では図-8 に示す透水係数比と LCC の関係を求めた。この図を用いることにより、LCC を設定することができれば、それに対応する透水係数比が求まり、粘土層の透水係数の設計値を得ることができる。しかし、LCC をどのようにして決定するかが問題となる。そこで、本研究では図-9 に示すある海成粘土の標準圧密試験から得られた透水係数比に関する確率密度関数 $p(\xi)$ を用いて、その信頼性を考慮した LCC の算定を以下の手法によって試みた。

まず、解析を行った透水係数比 $\xi = 0.5 \sim 2$ の範囲を 0.01 刻みで分割し、LCC (図-8) と $p(\xi)$ (図-9) に対して離散化を行い、それぞれ LCC_i と p_i ($i=1, \dots, N$) とおく。ここに、 $\xi=0.5$ に対応する p_i は $\xi=0 \sim 0.5$ までの積分値と仮定している。すなわち、ここでは解析で求められていない範囲 ($\xi < 0.5$) の LCC を $\xi=0.5$ の場合に等しいと仮定している。次いで、Hansen らが提案したロバスト制御問題^{17), 18)}を参考にして、式(2)と(3)の条件を満たす

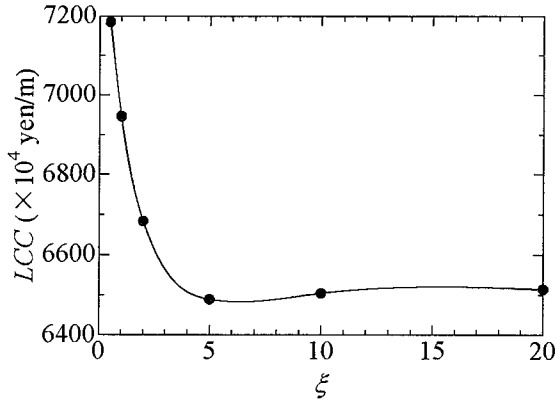


図-8 LCC と透水係数比の関係

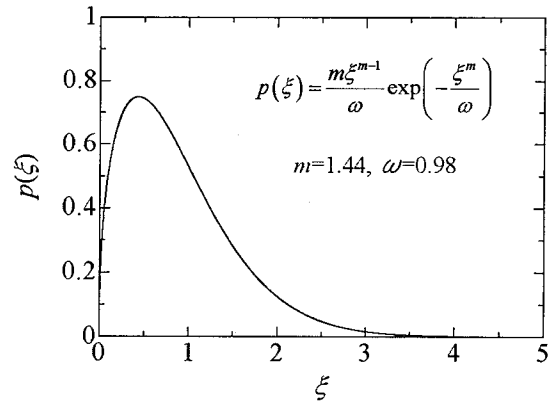


図-9 透水係数比の確率密度関数

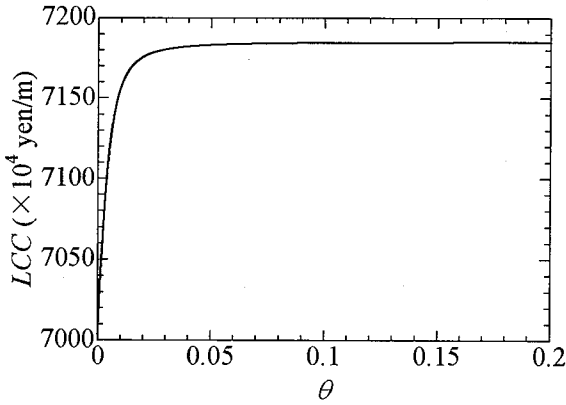


図-10 LCC とリスク感度の関係

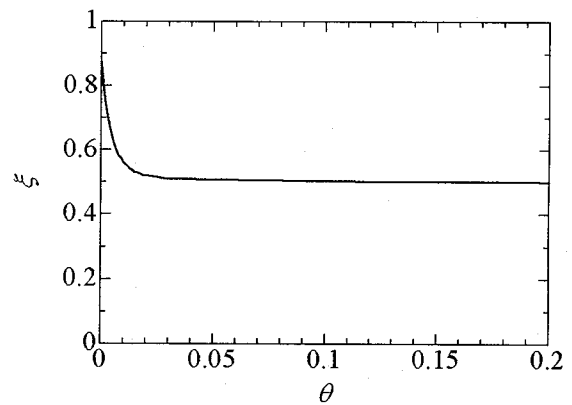


図-11 透水係数比とリスク感度の関係

$p(\xi)$ のリスクを考慮した ξ の確率密度 q_i を求める。

$$\{q_i\} = \arg \max_{\{q_i\}} \left(\sum_{i=1}^N q_i LCC_i - \frac{1}{\theta} \sum_{i=1}^N q_i \ln \frac{q_i}{p_i} \right) \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^N q_i = 1 \quad (3)$$

つまり、式(3)の制約条件の下で式(2)の右辺括弧内の値が最大となるような q_i を求めることになる。ここに、式中の θ はリスク感度 ($p(\xi)$ の信頼性の逆数: >0) である。 θ がゼロのときは標準圧密試験から得られる透水係数比の確率密度を完全に信頼することになり、一方 θ を大きく設定するにつれてその信頼性が低く評価することを意味する。式(2)と式(3)より、 q_i は式(4)に示すラグランジアンが極値を取るときに確率密度として定義される。

$$L(\{q_i\}, \lambda) = \sum_{i=1}^N q_i LCC_i - \frac{1}{\theta} \sum_{i=1}^N q_i \ln \frac{q_i}{p_i} - \lambda \left(\sum_{i=1}^N q_i - 1 \right) \quad (4)$$

式(4)が極値を取る条件式は、

$$\frac{\partial L}{\partial q_i} = LCC_i - \frac{1}{\theta} (1 + \ln q_i - \ln p_i) - \lambda = 0 \quad (5)$$

である。式(5)と式(3)に示す制約条件より q_i は次のように

導かれる。

$$q_i = p_i \frac{\exp(\theta \cdot LCC_i)}{\sum_{i=1}^N p_i \cdot \exp(\theta \cdot LCC_i)} \quad (6)$$

結局、リスク感度 θ に対する LCC ($LCC(\theta)$) は、確率密度 q_i に基づく期待 LCC として求められる。

$$LCC(\theta) = \sum_{i=1}^N q_i LCC_i = \sum_{i=1}^N \left\{ p_i \frac{\exp(\theta \cdot LCC_i)}{\sum_{i=1}^N p_i \cdot \exp(\theta \cdot LCC_i)} \cdot LCC_i \right\} \quad (7)$$

したがって、本手法を適用することによって、透水係数の信頼性を考慮した LCC が容易に求められる。

この手法を用いて、リスク感度 θ と LCC の関係を算定した。結果を図-10 に示す。図-10 より、 θ の値が大きくなる（試験結果の信頼性が低くなる）につれて算定される LCC が増大する。また、 $\theta=0.1$ 以上になると LCC が $\xi=0.5$ の場合の LCC に限りなく収束する。一方、 $\theta=0$ に対する LCC は、室内試験から得られる透水係数比の確率密度を完全に信頼したときの期待 LCC $\left(\sum_{i=1}^N p_i LCC_i \right)$ に一致

する。このときのLCCは7,006万円/mであるが、 $\xi=1$ (平均透水係数) の場合のLCC (6,946万円/m: 表-9 参照) に比べて大きくなる。したがって、室内試験から得られる平均透水係数を用いた場合のLCCは、透水係数の室内試験結果を完全に信用したとき ($\theta=0$) の期待LCCよりも過小評価されることになる。また、このことは次に示すJensenの不等式からも明らかであり、結果に対して矛盾が生じていない。

$$E[f(x)] \geq f(E[x]) \quad (f(x) \text{ は凸関数}) \quad (8)$$

次に、透水係数の信頼性、つまりリスク感度 θ が与えられた場合について検討する。たとえば、 $\theta=0.01$ のときのLCCは7,157万円/mとなる。このときに対応する透水係数比は図-8より0.56となる。すなわち $\theta=0.01$ の場合、粘土層の透水係数の設計値は、平均透水係数の0.56倍の値として与えられる。この設計値を用いることにより、透水係数の信頼性を考慮した埋立地の最適な施工法の選定やアセットマネジメントを行うことができる。また、図-8と図-10より、図-11に示すような透水係数比 ξ ～リスク感度 θ 関係を得ることができるため、 θ の値を設定することによって透水係数比の設計値を直接求めることも可能である。

一方、図-10より θ を定める(リスクをどの程度考慮するかを決める)ことで、対象構造物のLCCが $\theta=0$ のときのLCCに比べてどの程度の余裕を含ませているのかを定量的に評価することができる。たとえば、 $\theta=0.01$ の場合であれば、151万円/mを室内試験結果から得られた透水係数に対するリスクとして余裕を見込むことになる。ここでは透水係数の信頼性のみを考えているが、本手法により、ある建設事業において損害保険契約を結ぶ際に「何のリスクに対してどの程度の金額を掛けるべきか」を合理的に決定することも可能となる。

ここで提案した手法を実際の土構造物へ適用する際には、リスク感度 θ をどのように設定するかが問題となる。土質試験のサンプル数が多いほど試験結果に対する信頼性が高くなり θ を小さく設定できると定性的には考えられるものの、現在のところ θ の値を決定できる段階には至っていない。今後、与えられる地盤情報からリスク感度を具体的に評価できる手法について検討する必要がある。

5. あとがき

本研究では架空の埋立地を例に取り上げ、土質試験結果の信頼性を考慮した土/水連成弾・粘塑性有限要素解析による土構造物の性能設計手法について検討した。ここでは粘土層の透水係数に対する信頼性のみを考慮しているが、透水係数の違いによって埋立地の地表面補修量の予測結果に大きな差が現れた。とくに、平均透水係数付近ではその傾向が顕著となることより、これを設計値として採用する際に十分な注意が必要となる。

本研究ではロバスト制御問題を解くことによって、粘土層における透水係数の室内試験結果の信頼性を考慮した埋立地の性能設計を試みた。その結果、リスク感度を設定

することによって、粘土層の透水係数の信頼性を考慮したLCCおよび透水係数の設計値を求められることが示された。本研究で提案した設計手法の大きな利点は、試験のサンプル数が少ない場合に対して、その調査結果の信頼性を考慮したLCCや設計値を評価できることである。しかし、本手法の実用化へ向けて、以下の課題が残されている。

(1) リスク感度の設定法

本手法を適用する際には、リスク感度をどのように設定するかが問題となる。設定するリスク感度の大小についてはサンプル数およびその他の試験条件・状況によって定性的に理解できるものの、具体的な数値として評価する段階には至っていない。今後、実用化へ向けて、リスク感度の具体的な設定法について考案する必要がある。

(2) 複数のパラメータの信頼性を同時に考慮できる手法

ここでは粘土層の透水係数の信頼性のみを考慮している。実地盤では、複数の地盤材料パラメータに対する土質試験結果の不確実性が含まれているものと考えられる。したがって、本手法を実務で適用させるためには、複数の地盤材料パラメータの信頼性を同時に考慮できる手法へ発展させる必要がある。

(3) その他

本研究では、問題を簡略化するため、土質試験結果の空間的バラツキについては議論しなかった。本解析手法のように多(二)次元的な解析を行う際には、平面上に点でしか得られない地盤情報を基にして地盤モデルを構成する。このため、土質試験結果の信頼性だけでなく、その空間的バラツキを考慮できる手法の開発が今後求められる。また、全く同じ土構造物の長期的変状予測を行う上でも、施工履歴の違いによって異なる予測結果が得られることが報告されている^{19), 20)}。したがって、ここで示したリスク定量化手法と施工履歴の検討を組み合わせることによって、今後更に合理的な土構造物の性能設計手法を提案できるものと考えられる。

近年、土構造物のアセットマネジメントに関する研究が進んできている。たとえば、大津ら^{21), 22)}は斜面に対して、地震および地下水位上昇による破壊確率と補修費を算定することによって、期待ライフサイクルコスト(LCC)を最小にするような斜面補強・補修計画の立案を試みている。一方、安田²³⁾はトンネルの劣化を幾何学的ブラウン運動で表現することによって、LCCを最小にするようなトンネルのアセットマネジメントシステムを提案している。本手法は、上述の既往研究とは視点が異なるが、土質試験結果の信頼性に重点を置いた土構造物のアセットマネジメントへ適用できるものと考えられる。今後、本手法を用いて損害保険契約を含めた土構造物のアセットマネジメントシステムについて考案していきたい。

本論文を作成するにあたり、神戸大学都市安全研究センターの飯塚敦教授に有益なご助言を賜りました。末筆ながらここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会: コンクリート標準示方書(構造性能照査編),

- 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂委員会, 2002.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書(耐震性能照査編), 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂委員会, 2002.
 - 3) 地盤工学会: 「性能設計概念に基づいた基礎設計等に関する設計原則」(案), 地盤工学会基準部基礎設計基準化委員会, 2004.
 - 4) 竜田尚希, 稲垣太浩, 三嶋信雄, 藤山哲雄, 石黒健, 太田秀樹: 軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への適用, 土木学会論文集, No.743/III-64, pp.173-187, 2003.
 - 5) 稲垣太浩, 三嶋信雄, 武部篤治, 藤山哲雄, 石黒健, 太田秀樹: 軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み, 土木学会論文集, No.771/III-68, pp.91-110, 2004.
 - 6) Ohta, H. and Iizuka, A.: DACSAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University, p.34, 1983.
 - 7) 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.
 - 8) 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.
 - 9) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency of clay, *Proc. Specialty Session 9th ICSMFE*, pp.229-239, 1977.
 - 10) 宮田智博: Deformation of Stability of Sandy soil During Excavation Work, 修士論文, 東京工業大学, 2000.
 - 11) 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, Vol.6, pp.128-134, 1963.
 - 12) 長原久克, 鶴山直義, 今井努, 伊藤雅夫, 石黒健, 藤山哲雄, 太田秀樹: 人工水平排水材を用いた空港盛土の挙動解析, ジオシンセティックス論文集, Vol.15, pp.58-67, 2000.
 - 13) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.151-152, 2001.
 - 14) 日本港湾協会: 港湾土木請負工事積算基準 平成 17 年度改訂版, 2005.
 - 15) 道路投資の評価に関する指針検討委員会: 道路投資の評価に関する指針(案), pp.40-41, 1998.
 - 16) 道路投資の評価に関する指針検討委員会: 道路投資の評価に関する指針(案), pp.107, 1998.
 - 17) Hansen, Lars P. and Sargent, Thomas J.: Discounted Linear Exponential Quadratic Gaussian Control, *IEEE Transactions on Automatic Control*, 40(5), pp. 968-971, 1995.
 - 18) E. Anderson, L. Hansen, T. Sargent: A quartet of semigroups for model specification, robustness, prices of risk, and model detection, *Journal of European Economic Association*, 1, 68-123, 2003.
 - 19) 飯塚敦, 西田博文, 河井克之, 井内崇也: 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, 応用力学論文集, Vol.5, pp.767-775, 2002.
 - 20) 西田博文, 飯塚敦, 河井克之, 伊藤文雄: 施工履歴の違いを考慮した CAES 地下空洞掘削シミュレーション, 応用力学論文集, Vol.6, pp.1131-1139, 2003.
 - 21) 大津宏康, 大西有三, 水谷守: 斜面の性能に着目した安定解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.235-243, 1999.
 - 22) 大津宏康, Nutthapon SUPAWIWAT, 松山裕幸, 高橋健二: 地下水排除工の性能低下を考慮した斜面アセットマネジメントに関する研究, 土木学会論文集, No.784/VI-66, pp.155-169, 2005.
 - 23) 安田亨: 講座 リスク工学と地盤工学 7.アセットエンジニアリング, 土と基礎, Vol.52, No.9, pp.35-42, 2004.

(2006 年 4 月 13 日 受付)