

軟弱地盤上の埋立履歴を考慮してモデル化した大型人工地盤の地震中・地震後応答解析 Numerical analysis on co-seismic and post-seismic behavior of a large reclaimed land on soft alluvial deposit modeled in consideration of the reclamation history

酒井崇之¹, 野田利弘¹, 浅岡顕²

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@soil.civil.nagoya-u.ac.jp
2 財団法人地震予知総合研究振興会

概要

近年、日本の重要な社会資本の多くは埋立地盤上に建設されている。また、埋立地盤や軟弱な自然堆積地盤では長期沈下や地震による被害が懸念されている。本報告では、軟弱地盤上の空港滑走路を想定した大型人工地盤を、埋立履歴を考慮してモデル化し、自然堆積地震の施工時の変形を調べた。さらに、完成した人工地盤に対し、地震波を入力し変形を調べた。これらの一連の解析は水～土連成動的／静的有限変形解析プログラム *GEOASIA* を用いている。以下に本報告の結論を示す。1)埋立により自然堆積地盤は沈下する。特に軟弱層では大圧縮し、大きいせん断ひずみが発生した。2)SCP改良部は沈下するものの、SD改良部に比べ、かなり沈下量が抑えられているため、SCP工法は地盤の沈下を抑制するのに大きい効果が得られる。3)地震により地盤に側方変位や沈下が発生し、その後長期にわたり護岸の変位や地盤の沈下が発生する。特にSCP改良を行っていない部分の沈下が多い。

キーワード：地震応答解析，軟弱地盤，埋立

1. はじめに

近年、日本の重要な土木構造物は埋立地盤上に建設されることが多い。軟弱地盤上の埋立地盤は長期沈下が問題となることが多く、将来的な沈下量を適切に評価する必要がある。また、人工埋立地盤は自然に堆積した地盤と比較して軟弱であることが多く、軟弱な自然堆積地盤と同様に、地震被害が発生しやすい。軟弱な地盤の地震被害は砂地盤の多数の液化被害の他、粘性土地盤における地震中や地震後の大変形や不安定な挙動¹⁾が観測されている。これらの軟弱地盤上に重要な構造物が建設された場合、地震による被害が懸念されている。したがって、埋立地盤や軟弱地盤上に建設された重要構造物の地震による被害を最小限にとどめるため、耐震性能を的確に照査することが不可欠である。耐震性能を照査する時は、地震中の安定性評価だけでなく、地震後の変形挙動予測まで視野に入れた性能照査をする必要がある。本報告では、軟弱地盤上の空港滑走路を想定した人工地盤の施工履歴過程を再現し、施工による地盤の変形挙動を調べた。さらに、作製された人工地盤に対し東北太平洋沖地震時に観測された地震動を入力し、地震中・地震後の変形挙動を調べた。解析には、土の構成式に骨格構造(構造・過圧密・異方性)とその働きを記述する *SYS Cam-clay model*²⁾を搭載した水～土連成有限変形解析コード(*GEOASIA*³⁾)を用いた。

2. 埋立履歴を考慮した人工地盤のモデル化

2.1 はじめに

本章では、図 2.1 に示すような自然堆積地盤および人工地盤のモデル化を行う。表 2.1 に自然堆積地盤の N 値、S 波速度を示す。図 2.1、表 2.1 に示す通り、表層に N 値ゼロ層(①-C, ②-C-1, ②-C-2)が約 20m 堆積している。

この軟弱な層は護岸付近において高置換の SCP 改良(置換率 80%)が行われ、また、埋立箇所では SD 改良が行われた。

表 2.1 各層のデータ

	N 値	S 波速度
①-C	0	70
②-C-1	0	70
②-C-2	0	70
③-C	11	190
④-S	50	190
⑤-C	25	290
⑥-S	50	420

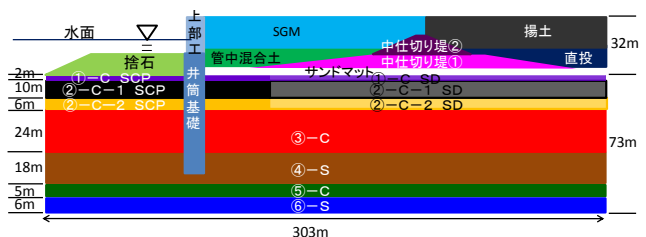


図 2.1 人工埋立て地盤概略図

2.2 自然堆積地盤のモデル化

自然堆積地盤は現地で行われたボーリングデータを基に平面ひずみ条件でモデル化を行った。自然堆積地盤の層構成は図 2.1 に示す通りである。なお、簡略化のために解析断面において同様の地層構成であるとした。

砂層である④-S 層および⑥-S 層は力学試験が存在しないことや、N 値が 50 と大きいことから、典型的な密詰め砂の材料定数および初期値を用いた⁴⁾。粘土層である①-C、②-C-1、②-C-2、③-C および⑤-C 層については力学試験が存在する。それらを SYS Cam-clay model を用いて再現することで地盤の初期値および材料定数を決定する。なお、②-C-1、②-C-2 層は、材料定数は同じとし、初期値のみ変化させている。再現結果の代表例として③-C 層の再現結果を図 2.2、図 2.3、図 2.4 に示す。

図 2.2 は赤い線が力学試験結果で灰色の線が計算結果である。図 2.3、2.4 は薄い線が試験結果、濃い線が計算結果である。これらの図が示す通り、SYS Cam-clay model により対象となる地盤を構成する土の力学挙動を再現できている。

図には示さないが、他の層も③-C 層と同じ程度の再現をしている。自然堆積地盤の材料定数および初期値を表 2.2 に示す。なお、各層での比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた⁵⁾。

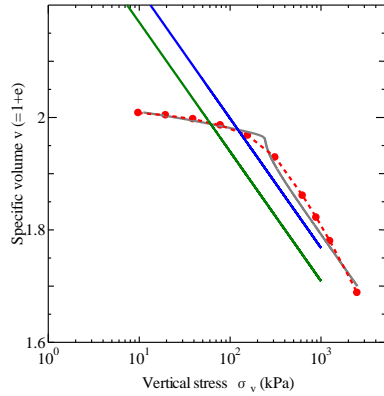


図 2.2 標準圧密試験の再現(③-C)

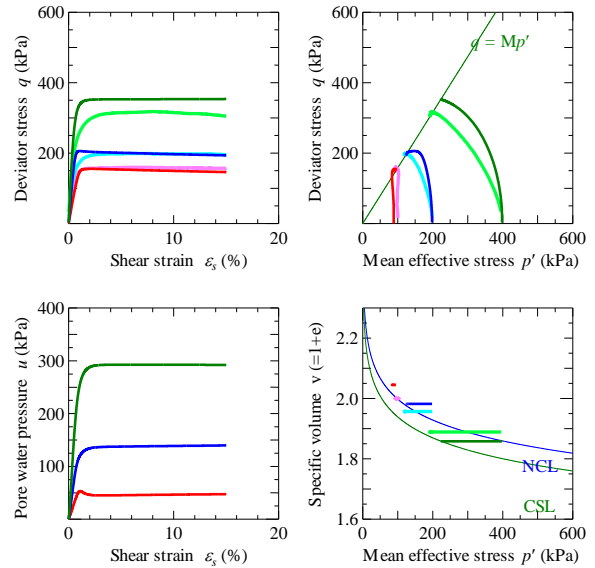


図 2.3 等方圧密後の非排水三軸試験の再現(③-C)

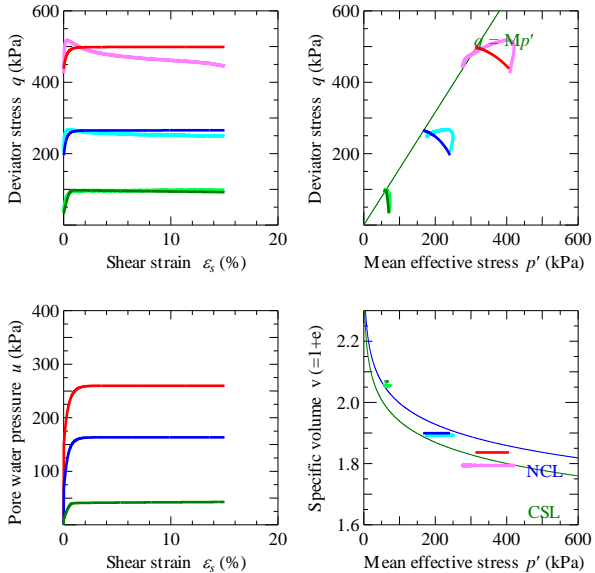


図 2.4 異方圧密後の非排水三軸試験の再現(③-C)

表 2.2 材料定数と初期値

層の名前	①-C	②-C-1	②-C-2	③-C	④-S	⑤-C	⑥-S
弾塑性パラメータ							
圧縮指数	0.25	0.55	0.55	0.10	0.050	0.20	0.050
膨潤指数	0.030	0.040	0.040	0.015	0.012	0.015	0.012
限界状態定数	1.45	1.78	1.78	1.58	1.00	1.65	1.00
NCL の切片(98.1kPa)	2.30	3.50	3.50	2.00	1.98	2.40	1.98
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
発展則パラメータ							
正規圧密土化指数	60.0	45.0	45.0	30.0	0.06	120.0	0.06
a	0.1	3.0	3.0	2.0	2.2	0.2	2.2
構造劣化指数	b	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
c	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
c_s	0.1	0.01	0.01	0.01	1.0	0.1	1.0
回転硬化指数	0.1	0.001	0.001	0.001	3.5	0.001	3.5
回転硬化限界定数	0.5	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7
初期値など							
初期比体積	2.40	4.45	4.00	2.08	1.69	2.03	1.4
初期構造の程度	1.50	5.00	5.00	6.00	1.26	1.30	1.26
初期応力比	1.00	1.00	1.00	0.55	0.75	1.00	0.75
初期異方性	0.23	0.11	0.11	0.23	0.75	0.55	0.75
土粒子密度(g/cm ³)	2.44	2.54	3.00	2.57	2.00	2.69	2.65
透水係数(cm/s)	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	3.0×10^{-6}	1.0×10^{-2}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-2}

2.3 人工地盤のモデル化

人工地盤のうち管中混合土については、力学試験が存在するため、自然堆積地盤と同様に力学試験をSYS Cam-clay modelにより再現している。再現結果を図 2.5、図 2.6 に示す。図 2.5 は赤い線が力学試験結果で灰色の線が計算結果である。図 2.6 は

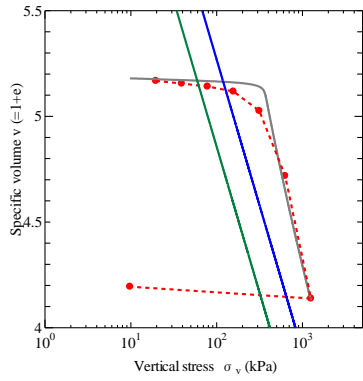


図 2.5 標準圧密試験の再現(管中)

薄い線が試験結果、濃い線が計算結果である。これらの図が示す通り、SYS Cam-clay modelにより管中混合土の力学挙動を再現することができた。また、SGM(軽量混合処理土)については、管中混合土と同様の材料定数および初期値を用い、土粒子密度を小さくすることでモデル化した。

他の材料については力学試験がないため、典型的な砂の材料定数を用い、それぞれ初期値を変えることにより材料の違いを表現した。SCP改良部については、SCPの置換率が80%と高置換であることから、SCPの領域を全て密詰め砂で置換している。埋立地盤およびSCP改良部の初期値および材料定数を表 2.3 に示す。SD改良部については、SDの効果は透水性の向上のみであると考え、透水係数を30倍にすることで再現している。なお、自然堆積地盤と同様に各層での比体積と構造の程度は均一と仮定している。また、井筒基礎およびコンクリート護岸の重量や剛性

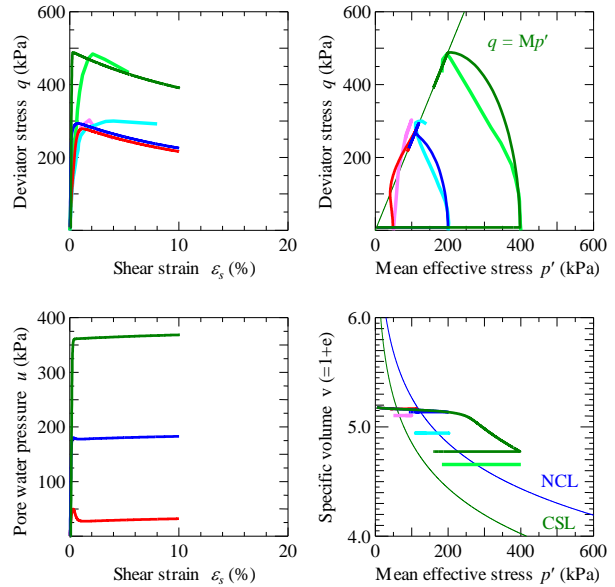


図 2.6 等方圧密後の非排水三軸試験の再現(管中)

は、実在の構造物を参考に等価重量・等価剛性となるように決定している。埋立の各過程は、水～土二相系の弾塑性有限要素を一層ごとに追加し、井筒基礎及び、コンクリート護岸は一相系弾性体有限要素を同様に追加して再現している。施工履歴は、各要素の追加の順番を実施工に概ね則すことで再現する。

2.4 その他解析条件

解析全断面を図 2.6 に示す。地盤の水理境界は、水面より上の地表面は水圧を常にゼロ(大気圧条件)、水面より下の地表面は静水圧分の水圧が作用した排水境界として

表 2.2 材料定数と初期値

層の名前	サンドマット	中仕切堤①	中仕切堤②	捨石	直投	揚土	SCP	管中	SGM
弾塑性パラメータ									
圧縮指数	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.60	0.60
膨潤指数	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.005	0.005
限界状態定数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.45	2.45
NCLの切片(98.1kPa)	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	5.28	5.28
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.3	0.3
発展則パラメータ									
正規圧密土化指数	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	20.0	20.0
<i>a</i>	2.2	2.2	2.2	2.0	2.2	0.2	2.2	0.3	0.3
構造劣化指数	<i>b</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>c</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>c_s</i>	1.0	1.0	1.0	0.01	1.0	0.1	1.0	0.3	0.3
回転硬化指数	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0.001	0.001
回転硬化限界定数	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1.0	1.0
初期値など									
初期比体積	1.97	1.91	1.79	1.79	1.97	1.88	1.88	5.18	5.18
初期構造の程度	9.79	3.25	1.26	1.26	9.79	2.04	1.50	2.0	2.0
初期応力比	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20
初期異方性	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
土粒子密度(g/cm ³)	2.50	2.54	2.44	2.00	3.00	3.00	2.65	3.10	2.00
透水係数(cm/s)	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻³	1.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁷

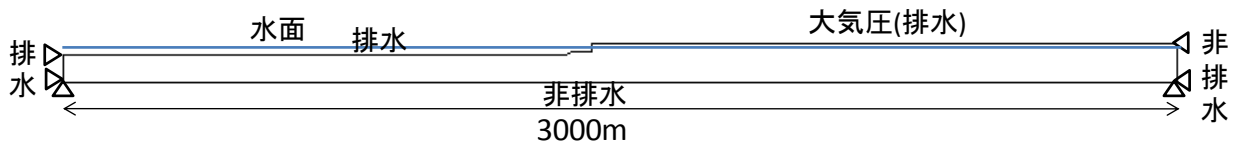


図 2.6 解析全断面

いる。また、地盤は全て飽和地盤と仮定している。地盤の左側面は排水境界とし、地盤の右側面と底面は非排水境界としている。なお、地震時には地盤下端節点はPS 検層結果をもとに、底面粘性境界($V_s=420\text{m/sec}$)を設定し、地盤両側端要素には、側方境界要素単純せん断変形境界を設けている⁹⁾。

埋立後の圧密放置計算は100年間行った。また、埋立完了後約1.5年後の時点において地盤底面の全有限要素節点の水平方向に図2.7に示す地震波を入力した。入力地震動は2011年3月11日14時46分に発生した東北太平洋沖地震においてkik-net 所沢観測点の地中で観測された地震波を用いた。⁷⁾地中観測点における地盤のS波速度が1440m/sであり、今回の解析の底面におけるS波速度と差異があるため、式2.1に示す式を用いて地震波の振幅を修正し、入力地震動とした⁸⁾。 A 、 V_s は補正後の振幅および補正する点におけるS波速度であり、 A' 、 V'_s は観測点における地震波の振幅とS波速度である。図2.8は入力地震動のフーリエスペクトルを示す。様々な周期が卓越している地震動である。

$$A = A' \left(\frac{V'_s}{V_s} \right)^{0.6} \quad (2.1)$$

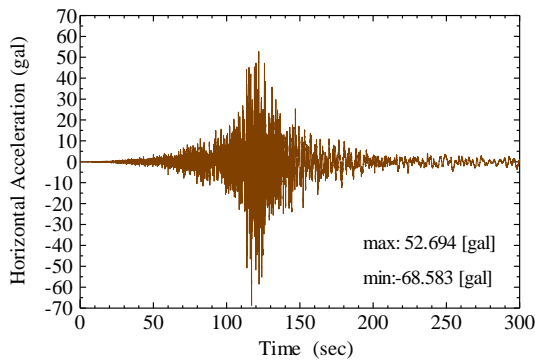


図 2.7 入力地震動

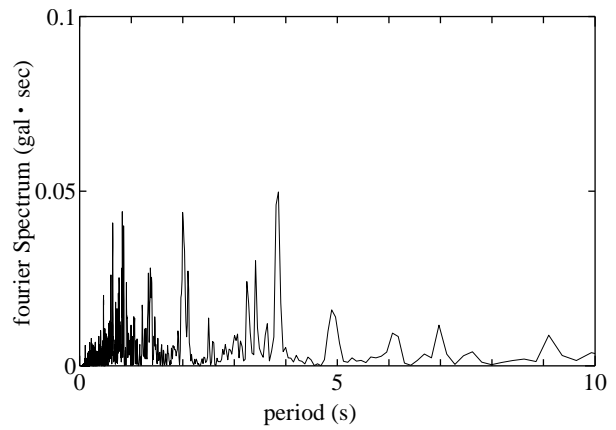


図 2.8 フーリエスペクトル

3. 埋立過程における大型人工地盤の変形

図3.1は、3時点の平均有効応力、せん断ひずみ、比体積の分布を示す。施工中にまず最も比体積が大きい②-C-1層にひずみが進展する。②-C-2層は埋立が完了した後にひずみが進展している。これらの軟弱層では施工により40%程度のせん断ひずみが発生している。③-C層も10%程度のひずみが確認できる。また、②-C-1、②-C-2層は埋立により圧密が進行していき、比体積が約2.0減少している。一方、SCP改良部分は、せん断ひずみが発生しておらず、比体積変化もほとんど見られない。また、埋め立てにより、砂杭部分の平均有効応力が増大し、上載荷重を一部の砂杭が

支えている。図3.3に図3.2の点A(青線)および点B(赤線)における自然堆積地盤表面の沈下量を示

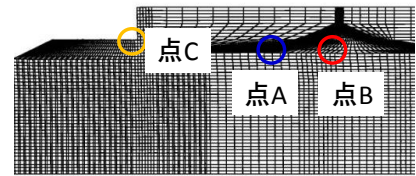


図 3.2 沈下量・変位を調べた点

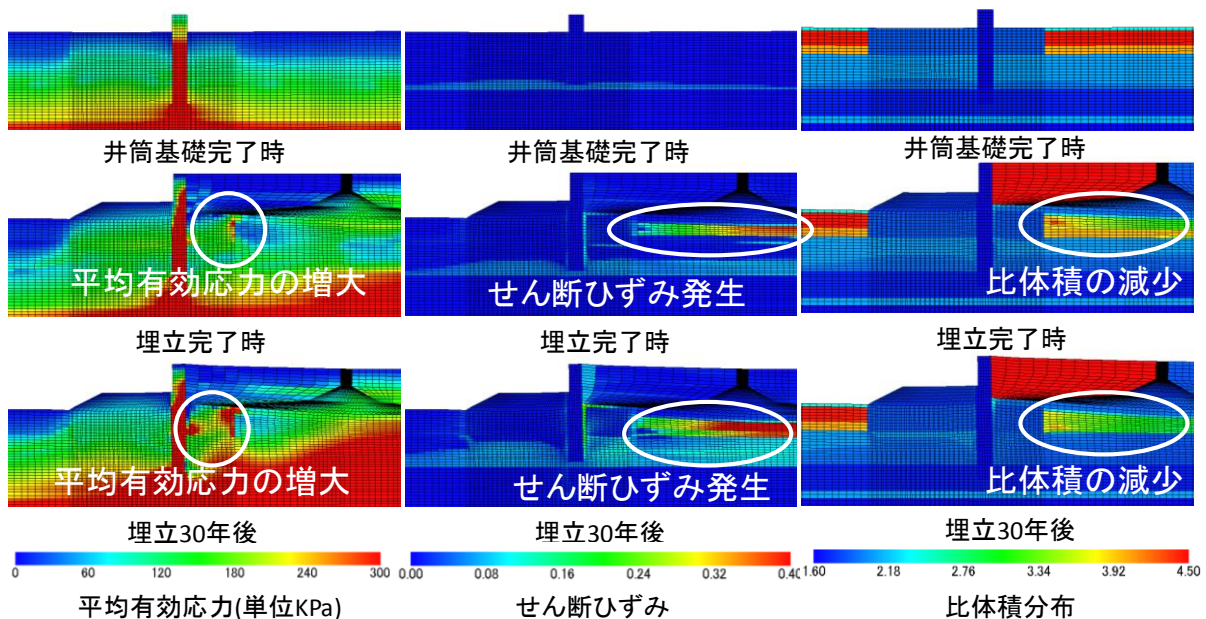


図 3.1 平均有効応力・せん断ひずみ・比体積分布の経時変化

す。埋立により自然堆積地盤の沈下は進み、点 B においては、6m 以上沈下した。その後、埋立終了時よりさらに 20 年にわたり 2m 程度沈下する。SD を打設したのにも拘わらず、埋立後も沈下は長期にわたり発生した。

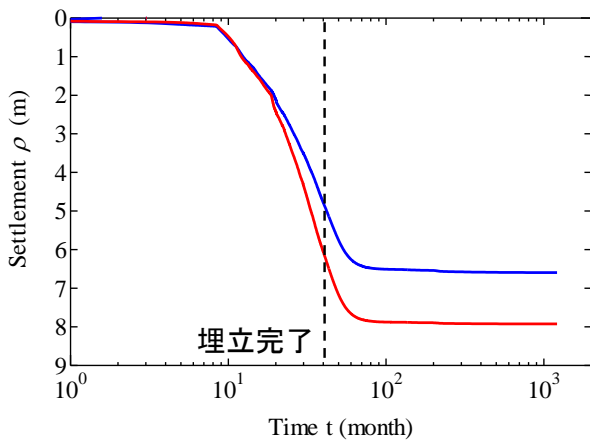


図 3.3 埋立中・埋立後の沈下量

図 3.4 に護岸の変位分布を示す。縦軸は自然堆積地盤地表面を 0m とした時の高さである。埋立完了時に護岸の頂上において約 100cm 変位が発生する。その後 1 年間、ほとんど護岸は動かない。しかし、埋立 50 年後にはさらに 70cm 程度変位が増大している。

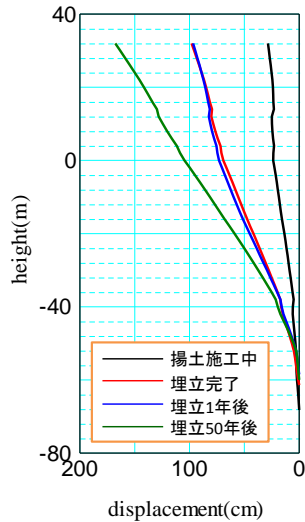


図 3.4 埋立中・埋立後の護岸の変位分布

また図 3.5 には図 3.2 の点 C における変位-時間関係を示す。施工により護岸の変位は増していき、埋立終了時には 80cm 程度変位している。施工後も護岸の変位は増大していき、80 年経過後には埋立終了時より 50cm さらに変位し、収束傾向がみられる。

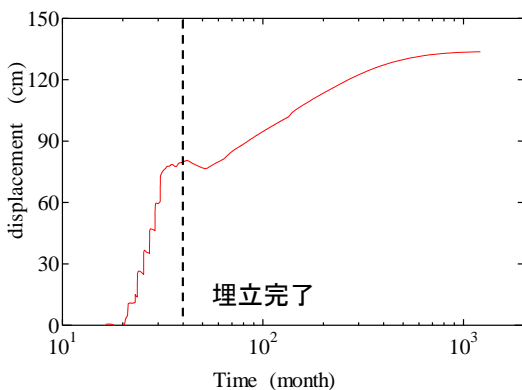


図 3.5 埋立中・埋立後の護岸頂上の変位-時間関係

立 1 年後、緑線が埋立 30 年後を示す。また、x 軸は解析断面の左端を $x=0$ とした時の座標である。埋立中は中仕切堤直下において最も沈下量が大きい。埋立が進むにつれて、中仕切堤より右側 ($x \geq 1600$) では同程度沈下していく。SCP を打設している箇所や護岸では ($1350 \leq x \leq 1460$)、沈下量が大きく減少している。SCP の打設は地盤の沈下量を大きく減少するのに効果が高い。

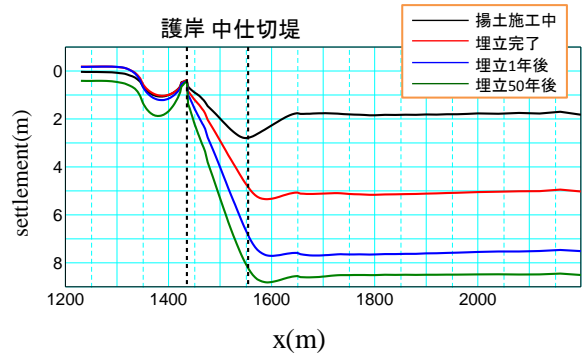


図 3.6 埋立中・埋立後の地盤の沈下形状

図 3.7 は点 B 直下における層別の沈下曲線を示す。②-C-1, ②-C-2, ③-C 層において沈下が大きく、他の層はほとんど沈下していない。最も沈下量が大きいのは②-C-1 層であり、3m 強沈下している。③-C 層は N 値が 11 であり、②-C-2 層よりも強固な層であるが、②-C-2 層に比べて沈下量が大きく 3m 弱沈下している。N 値が大きい粘性土であっても、埋立により長期的な沈下が発生する。

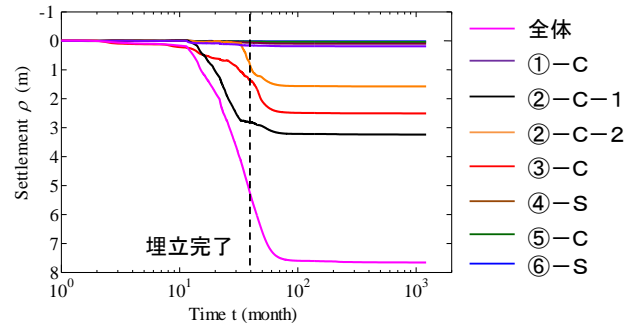


図 3.7 埋立中・埋立後の地盤の層別沈下量

4. 地震動による大型人工地盤の変形

図 4.1 に地震直前および地震直後、地震後 1 年経過時のせん断ひずみ、平均有効応力、構造の程度の分布を示す。地震により繰返し载荷を受けることにより平均有効応力が低下する。地震終了時に②-C-1, ②-C-2, ③-C 層で平均有効応力の減少が確認される。地震 1 年後には平均有効応力が回復し、それに伴いこれらの粘土層で沈下が生じる(後述)。また、SCP は地震により平均有効応力の減少が見られた。せん断ひずみはほとんど変化が見られない。しかし、埋立を行っていない自然堆積地盤と SCP の境目や、②-C-2 層と③-C の境目に 10% 程度ひずみが確認できる。構造の程度に着目すると、地震直前の段階で埋立を行っていない箇所は、②-C-1, ②-C-2, ③-C 層

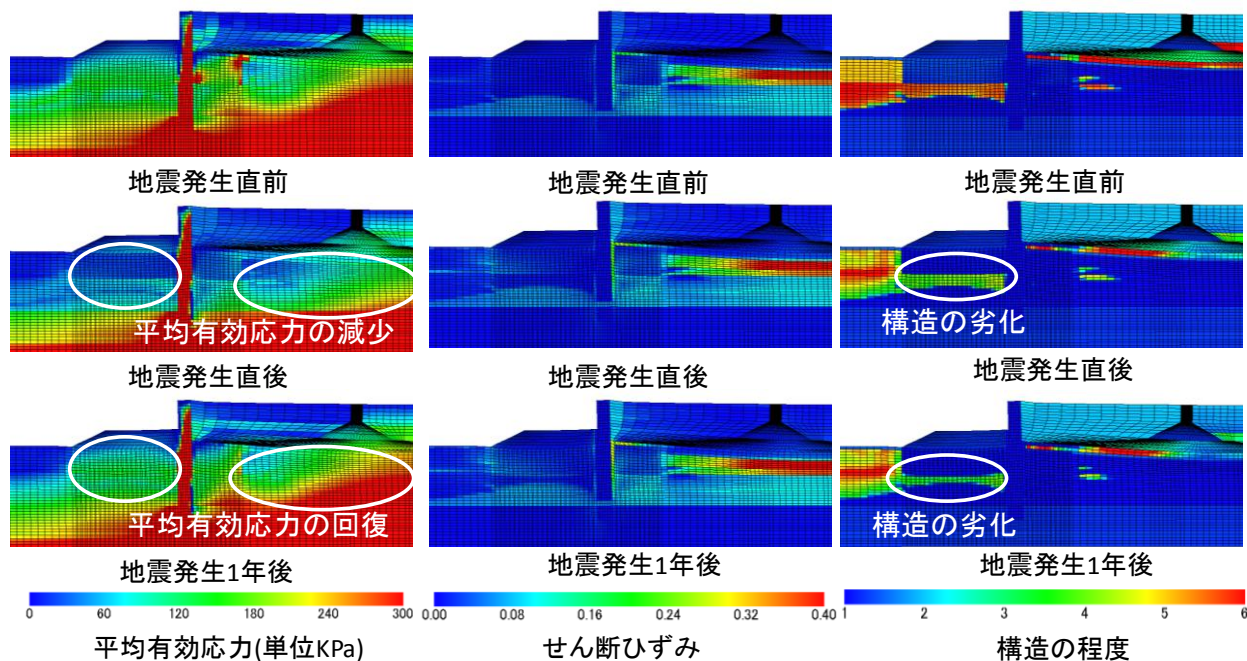


図 4.1 平均有効応力・せん断ひずみ・構造の程度の分布の経時変化

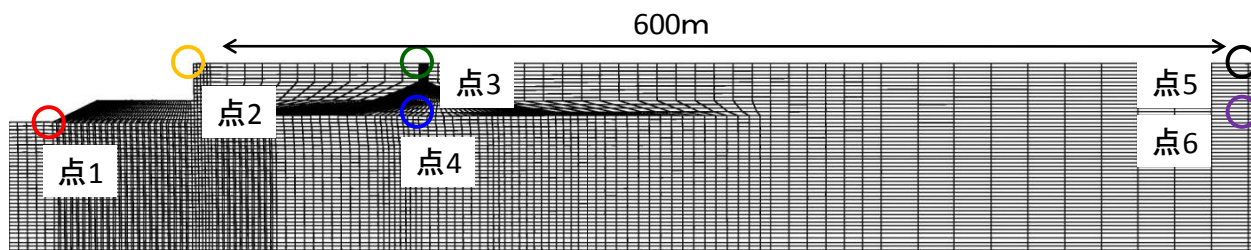


図 4.2 沈下量を調べた点

で構造が存在するのに対し、埋立を行った方はほとんど構造がない。地震により、護岸前面の SCP 下部(③-C 層)において、構造の劣化が特に顕著に現れる。これは、地震直後と地震 1 年後を比べて見ても構造の劣化が進行していることがわかる。

変位や沈下量は、地震開始時を 0 として計算結果を出力している。図 4.2 はそれぞれ沈下量や側方変位を調べた点を示す。それぞれ点 1 は捨石マウンドの法尻付近の地表面、点 2 は護岸の頂上、点 3 は中仕切堤の直上の地表面、点 4 は中仕切堤直下の自然堆積地盤表面、点 5 は護岸から 600m 離れた埋立地盤地表面上、点 6 は点 5 の直下の自然堆積地盤表面上の点である。

図 4.3 は自然堆積地盤地表面における沈下量分布を示している。護岸はほとんど沈下していない。これは、護岸が強固な砂層まで根入れしているからである。一方、護岸前面および背面の SCP 部分では沈下量が他に比べて大きく発生している。SCP や捨石の重量が大きいために、他の部分よりも大きい沈下量が発生した。また、図 4.1 で示した通り、特に護岸前面の SCP 下部では、③-C 層の構造の劣化が地震や地震後の時間経過に伴い進行している。構造の劣化は塑性圧縮を伴う。SCP 改良を行っていても、改良し

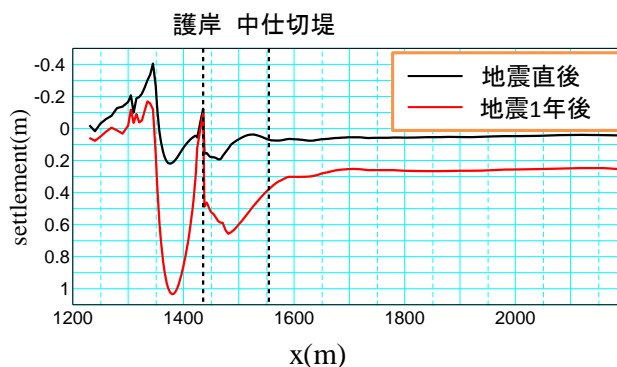


図 4.3 地震後の自然堆積地盤の沈下量分布

ていない層が沈下を引き起こしてしまっている。

図 4.4 は図 4.2 における点 1～点 6 における沈下-時間関係を示している。まず埋立部分(点 3～6)に着目すると、地震中～後にかけて沈下が発生している。中仕切堤が重たいので、点 3、4 の方が点 5、6 に比べて沈下している。また、地震後において、自然堆積地盤地表面と、埋立地盤地表面の沈下曲線はほとんど平行に推移している。つまり、埋立部分は地震中においてのみ沈下が発生しており、地震後はほとんど沈下していない。地震後の長期的な沈下は自然堆積地盤が原因となっている。捨石マウンド法尻付近で

は地震中は膨張する。これは、捨石が地震により沈み込むために捨石マウンドの付近では地盤が膨張したと考えられる。しかし、地震後では、最も沈下量、沈下速度ともに最も大きい。これは先述した通り、③-C層の構造の劣化が地震や地震後の時間経過に伴い進行しているためである。

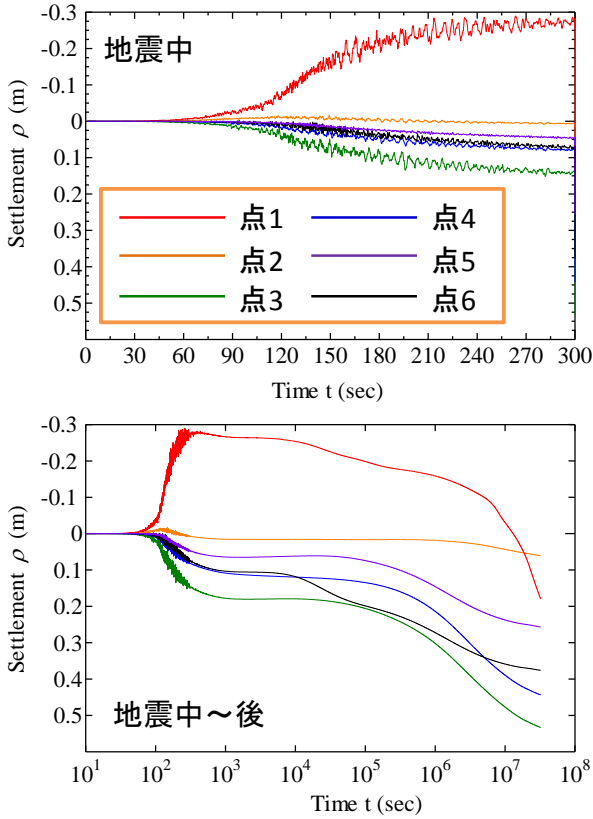


図 4.4 地震後の自然堆積地盤の沈下-時間関係

また、図 4.5 は点 4 直下における層別沈下量を示す。①-C、②-C-1、②-C-2、③-C 層で沈下が発生している。これらの層は粘土層であるため、地震後しばらくは沈下量が変わらない。しかし、地震発生 1 日経過後から沈下が進み、地震 1 年経過後でも沈下が収束していない。③-C 層は特に改良を施していないため、SD 改良を行った②-C-1、②-C-2 層に比べて、大きく沈下するタイミングが遅い。また、地震中から地震後にかけて③-C 層が最も沈下量が大きくなった。N 値が 11 ある粘土層であっても、地震により乱されてしまい、長期的な沈下が発生する。

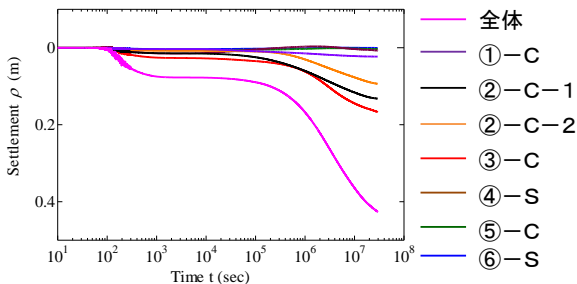


図 4.5 地震中・後の地盤の層別沈下量

図 4.6 は護岸における変位分布を示す。地震により護岸は変形をしてしまい、地震直後において護岸の頂上は

120cm 程度変位が発生しており、地震後 1 年ではさらに 30cm 程度変位した。護岸は約 1 度傾いており、地震により護岸が倒壊し、空港が使用不能になることはない。

図 4.7 は図 4.2 における点 1、点 2、点 3 における変位-時間関係を示す。点 1~3 は先述した通りである。地震中にそれぞれ変位が発生しており、捨石マウンドの法尻は約 90cm、護岸は 120cm 程度、中仕切り堤直上は約 30cm 動いている。地震後もそれぞれ変位は増減しており、護岸や中仕切り堤では 30cm ほど増加しているのに対し、捨石マウンドの法尻では減少している。捨石マウンドの変位が減少したのは捨石マウンドが沈み込んだためである。護岸や中仕切り堤で変位が増大するのは、自然堆積地盤の沈下が発生しているためである。いずれの点でも地震後 1 年時ではまだ変位は収束していない。

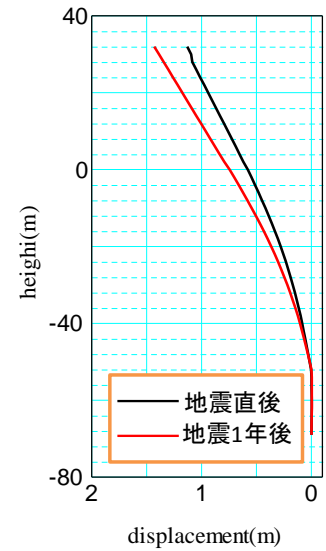


図 4.6 地震中・後の護岸の変位分布

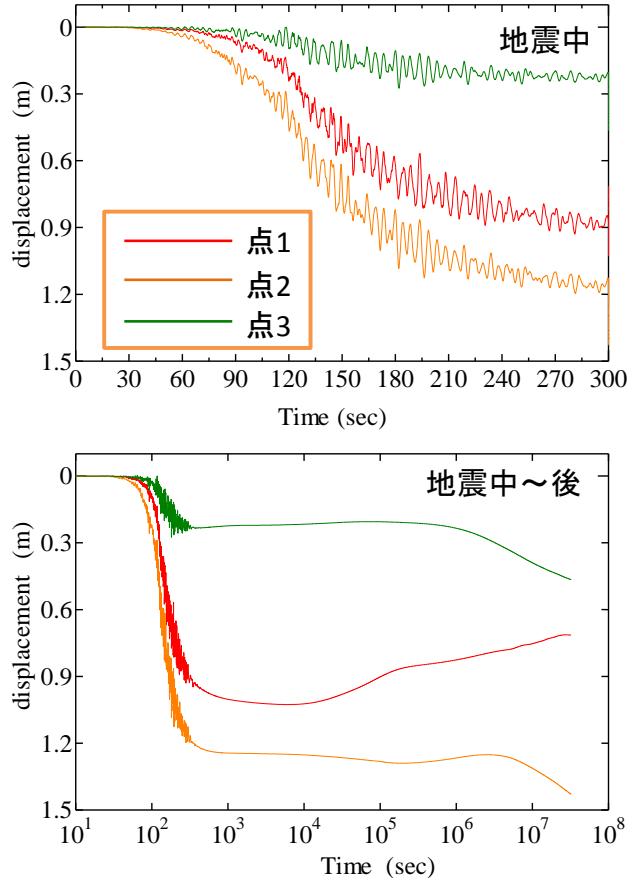


図 4.7 地震中・後の側方変位-時間関係

5. まとめ

本報告では、水～土連成動的静的有限変形解析プログラム GeoAsia を用いて、軟弱地盤上に造成された大型人工地盤について施工履歴を考慮した上でモデル化を行い、埋立中・埋立後の地盤の変形や、地震中・地震後の変形挙動を調べた。本報告で得られた知見を以下に示す。

- 1) 埋立過程において、高置換 SCP 改良は、その下部の地盤の圧密沈下の抑制に有効である。埋立により中仕切堤直下では 6m 沈下が起きた。
- 2) 埋立後も自然堆積地盤は 20 年にわたり 2m 沈下し、護岸は 80 年にわたり 50cm 変位する。
- 3) 地震により地盤の沈下や護岸の側方変位が発生するが、地震中では、空港が使用不可能になるほどの大変形は起きない。
- 4) 地震後、長期的な沈下や側方変位が続き、地震後 1 年の時点ではそれらが収束する傾向は見られない。
- 5) 地震中に変形量が大きいのは N 値が 11 ある③-C 層であった。SCP 改良は耐震性を上げるのに有効であるが、③-C 層まで改良していないため、地震による長期的な沈下および変位が起きてしまう。

今回は、限られた資料を基にした地震応答の検討であったが、経済活動の中心を人工島に依拠せざるを得ない我が国において、埋立地盤の造成過程も考慮した上で、シームレスに地震後・地震中挙動を調べ、改良効果の検討や問題点の抽出を行う意義はきわめて大きいと考えている。なお本報告は、科学研究費補助金（基盤研究（S）：課題番号21226012）の助成を受けたものである。

参 考 文 献

- 1) 安原一哉, 村上 哲, 豊田紀孝(1999): 粘性土の動的性質 粘性土の動的性質(その3), 土と基礎 Vol.47 No.1, pp.51-56.
- 2) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.(2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S & F, 42(5), pp.47-57.
- 3) Asaoka, A. and Noda, T.(2007):All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27.
- 4) Nakano, M., Noda, T., Asaoka A. and Nakai, K. (2003): Compaction behavior of sand with degradation of structure and overconsolidation, Proceedings of Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering, Beijing (China), pp.455-462.
- 5) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M. (2005): Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, 45(5), pp.39-51.
- 6) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 7) 防災科学技術研究所 基盤強震観測網 KiK-net, URL: <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 8) 翠川三郎 (1987): 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, vol.33B