

巨大地震における名古屋港ポートアイランドの地震中・地震後の変状に関する数値解析 Numerical analysis about co-seismic and post-seismic behavior of Nagoya Port Island for Huge earthquake

酒井崇之¹，野田利弘²，中野正樹³，浅岡顕⁴

1 名古屋大学・減災連携研究センター・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

3 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻

4 (財) 地震予知総合研究振興会

概 要

名古屋港ポートアイランド(以下 PI)には、名古屋港の機能維持のため、毎年多くの浚渫土が埋立されている。今後切迫今後切迫する南海トラフ地震によって、PI の護岸が被害を受けると、浚渫土が港内に流出する恐れがある。このことは、名古屋港の機能低下に留まらず、震災救援や復興・復旧支援の遅れに直結するため、PI の耐震性評価および耐震性の向上は喫緊の課題である。本報では、PI を計算機上で再現し、最大クラスの南海トラフ地震が発生した時に地震中～地震後にPI に生じる被害を把握することを目的とする。さらに、今後も浚渫土のPI への埋立を継続した場合、地震被害がどのように拡大してしまうのかを予測する。解析結果より、現状のままであれば、地震によるPI での変状はある程度発生するものの、浚渫土が港湾へ流出するまでの被害にはならないが、現状から 4m の嵩上げを行ってしまうと、地震によって大きな変形が発生し、湾内に浚渫土が流入する危険性が高いことを示した。

キーワード：地震応答解析，軟弱地盤，埋立地盤

1. はじめに

名古屋港は土砂が堆積しやすい浅水深の港であるため、港の機能維持のために、毎年約 130 万 m³ の土砂を浚渫している。この浚渫土の唯一の処分場として、1975 年から名古屋港ポートアイランド(以下、PI)の建設が始まった。現在までに第 3PI までの建設が終了し、その埋立総面積は約 220ha であり、名古屋ドームが 50 個入るほどの広さを有する(図 1 参照)。ただし、PI の浚渫土の受け入れ容量はすでに限界に達しており、埋立地盤上に仮の築堤を建設することで浚渫土の受け入れ容量を増加させてきている。例えば第 1PI の場合、計画段階の埋立天端高さは海拔 6m であったが、これまでに仮築堤を 3 回繰り返した結果、浚渫土の埋立天端高さは海拔約 16m にまで達しており、今後更なる埋立も検討されている。しかしながら、PI はあくまで浚渫土の仮置き場としての機能を想定して建設されており、仮築堤は構造物としての最低限必要な強度を有する設計で建設されている。そのため、巨大地震発生時には護岸や仮築堤の損傷とともに、高く埋め立てられた浚渫土が大量に港湾へ流出して航路を埋めてしまうことが危惧される。航路を埋めることは、名古屋港の機能低下に留まらず、震災救援や復興・復旧支援の遅れに直結するため、

PI の耐震性評価および耐震性の向上は喫緊の課題である。

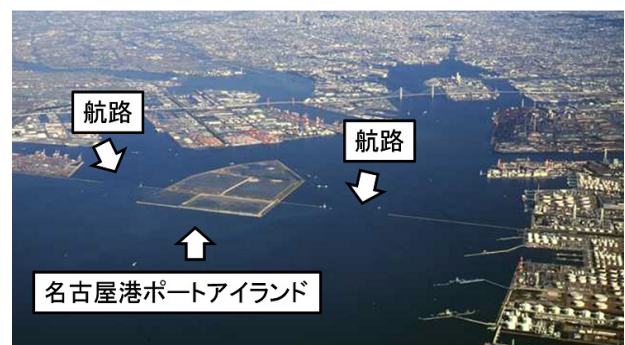


図 1 PI の航空写真(名古屋港管理組合より提供)

本報では、実際の施工履歴を考慮しながら現在の PI を計算機上で再現し、最大クラスの南海トラフ地震が発生した時の地震中～地震後に生じる被害を把握することを目的とする。さらに、今後も制限を設けずに浚渫土のPI への埋立を継続した場合、地震被害がどのように拡大してしまうのかを予測する。なお、本稿で用いた解析コードは、砂から中間土、粘土までを同じ理論的枠組で記述する弾塑性構成式(SYS Cam-clay model¹⁾)を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード GEOASIA²⁾である。

2. 名古屋港 PI のモデル化と弾塑性性状の把握

2.1 はじめに

本章ではPIの精緻な弾塑性モデル化を行う。そのため、現地で採取された不攪乱試料に対して各種力学試験を実施するとともに、SYS Cam-clay model で力学挙動を再現することで弾塑性パラメータを同定した。また、PI では海抜 16m まで埋立を行っているため、施工中に基礎地盤の状態は複雑に変化していることが予想される。そこで本研究では、図 2 に示すような基礎地盤上に有限要素メッシュを追加する方法で PI の施工履歴を忠実に再現し、現在の PI の地盤状態を再現・把握した。浚渫土砂は、水～土二相系の弾塑性有限要素を一層ごとに追加し、コンクリート護岸は一相系弾性体有限要素を追加した。

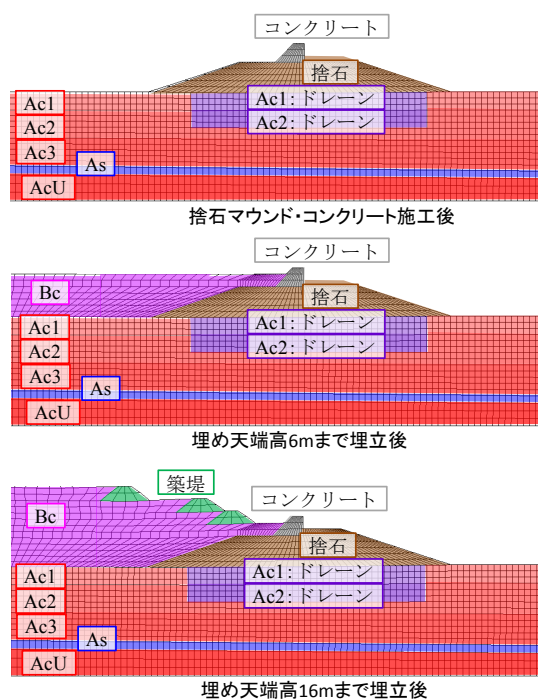


図 2 埋立ての過程

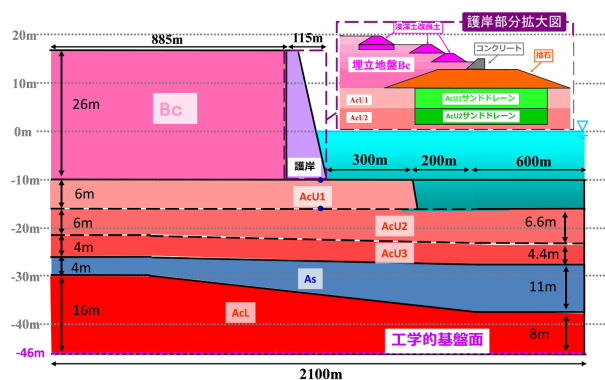


図 3 第 1PI 概要図

2.2 地層構成および材料定数の決定

図 3 は解析対象とした第 1PI の地層断面図である。第 1PI

は昭和 49 年に建設を開始し、埋立天端高 16m に達するまでに要した期間は約 30 年間である。PI の基礎地盤は、粘性土が卓越しており、N 値 30 程度の密な砂質土が介在している。基礎地盤上に捨石式護岸を構築した後、仮築堤を建設しながら、浚渫土で 26m の埋立および埋立を行っている。図 4 に Ac 層および Bc 層の粒径加積曲線を示す。採取地点によってばらつきがあるものの、埋立に使用した浚渫土および基礎地盤粘性土はすべて同一の材料とし、その状態の違いから Bc, AcU1～AcU3 および AcL に分類した。

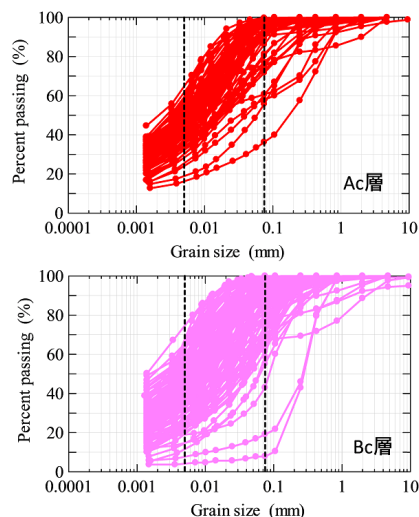


図 4 粒径加積曲線の比較

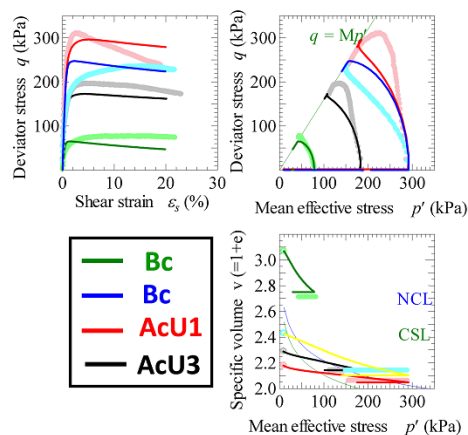


図 5 要素試験の再現

材料定数（弾塑性パラメータ，発展則パラメータ）は SYS Cam-clay model を用いて、同一材料の複数の試験結果を一組の材料定数群で再現できるように、骨格構造の初期値とともに試行錯誤的に決定した。この時、施工過程における圧密や原位置からの（理想的な）サンプリング過程も模擬することで、単に室内試験結果の再現を行うだけでなく、PI 建設前の自然堆積時の状態量も推定している。Ac 層，Bc 層の再現結果を図 5 に、弾塑性性状の一覧を表-1 に示す。As 層は密度が大きく強固だが、粘性土はいずれも液性指数がほぼ 1 と軟弱であり、構造高位な状態にある

表 1 計算で用いた材料定数および初期値

層の名前	AcU1	AcU2	AcU3	AcL	As	Bc	捨石	築堤
弾塑性パラメータ								
圧縮指数	0.18	0.18	0.18	0.18	0.05	0.18	0.105	0.18
膨潤指数	0.019	0.019	0.019	0.019	0.0002	0.019	0.0005	0.019
限界状態定数	1.60	1.60	1.60	1.60	1.10	1.60	1.70	1.60
NCL の切片(98.1kPa)	2.22	2.22	2.22	2.22	1.95	2.22	1.895	2.22
ポアソン比	0.30	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	3.00	3.00	3.00	3.00	0.12	3.00	0.12	3.00
	0.30	0.30	0.30	0.30	5.00	0.30	2.00	0.30
構造劣化指数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.40	0.40	0.40	0.40	1.00	0.40	1.00	0.40
回転硬化指数	0.001	0.001	0.001	0.001	3.00	0.001	1.00	0.001
回転硬化限界定数	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.001	1.00
その他の材料定数								
土粒子密度(g/cm ³)	2.71	2.71	2.71	2.71	2.69	2.67	2.593	2.67
透水係数(cm/s)	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-4}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-7}
初期値								
初期比体積	2.50	2.40	2.30	2.20	1.84	2.80	1.593	2.64
初期構造の程度	9.00	7.00	5.00	4.00	2.00	20.0	1.00	200
初期応力比	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.00	0.00	0.00
初期異方性	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.00	0.00	0.00

としてモデル化された。各層の中で表層の Bc がもつとも構造高位で、深部ほど構造の程度は小さい。なお、比体積と構造の程度は各層内で均質とし、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた³⁾。コンクリートは、実物を参考にヤング率 $E=2.35 \times 10^7 \text{ kPa}$ 、ポアソン比 0.2、密度 2.7 g/cm^3 とした。また、護岸直下の AcU 層は圧密促進の観点からサンドドレーン改良されている。本解析においては、サンドドレーンの改良効果は地盤の透水性の向上のみと考え、透水係数のみを 100 倍にしてモデル化している。

表 1 の初期値は PI の建設前の自然堆積時の地盤の状態を示している。この初期値を用いて PI の建設過程を再現した際に、PI 建設後の状態を再現できているかを調べるために、PI 建設後に採取された不攪乱試料に対して行った室内試験結果を表 1 の初期値および材料定数を用いて再現できるか確認した。本研究では、一軸圧縮強度および、建設後の自然堆積地盤の比体積(密度)が再現できるかを確認した。図 6 に初期地盤から室内試験実施までのフロー図を示す。図 6 に示すようなフローを SYS Cam-clay model で再現する。つまり、①PI 建設で発生した上載荷重による圧密を模擬した一次元圧縮をして、②サンプリング過程を考慮した非排水除荷計算をし、③一軸圧縮試験を模擬した非排水せん断を行う。これら①～③の過程を SYS Cam-clay model で計算をした。

計算結果を図 7 に示す。図の紫色が初期状態を示し、図の青色が PI 建設後を想定した計算で得られた値である。図 8 に Bc 層の比体積、一軸圧縮強度分布、図 9 に Ac 層の比体積、一軸圧縮強度分布を示す。黒点が実験結果、紫点は初期状態、青点は計算で得られた値である。Bc 層は便宜上深さに応じて層分けしている。図 7～9 より、比体積、一軸圧縮強度ともによく再現できていることがわかり、計算で用いる初期値は妥当な値であるとした。

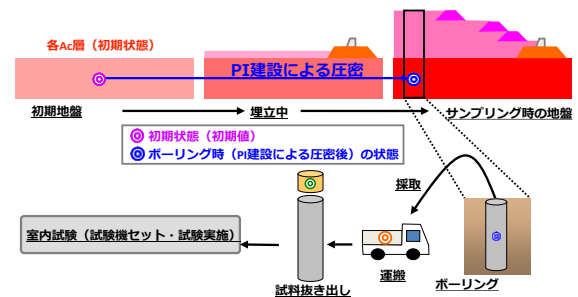


図 6 室内試験実施までのフロー

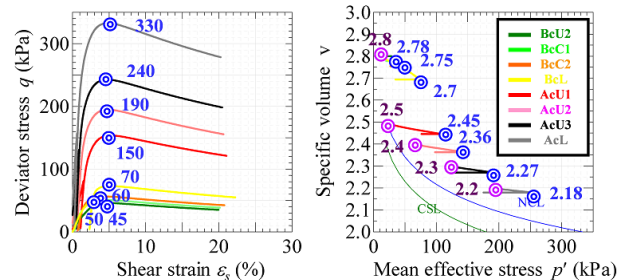


図 7 SYS Cam-clay model による計算結果

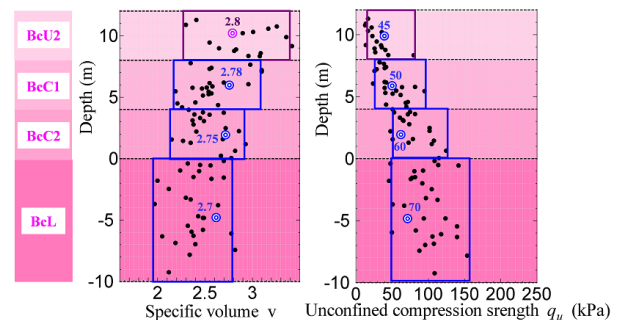


図 8 計算値と実験値の比較(埋立地盤)

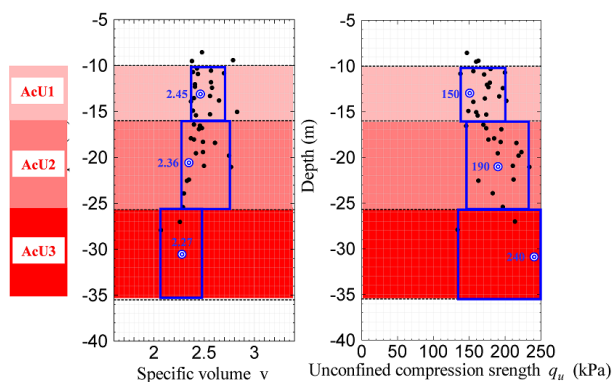


図9 計算値と実験値の比較(自然堆積地盤)

2.3 境界条件および入力地震動について

現状のPI建設後(地震入力前)の解析全断面を図10に示す。水理境界については、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、地盤の両端と底面は非排水境界とした。また、地盤は全て飽和地盤と仮定している。コンクリートは非排水境界とした。図11に入力地震動を示す。当該地域で想定されている最大クラスの南海トラフ地震であり、最大加速度が約500galと大きく継続時間が長い地震動である。地震時は地盤下端節点に底面粘性境界⁴⁾($V_s=300\text{m/sec}$)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⁵⁾を設けた。

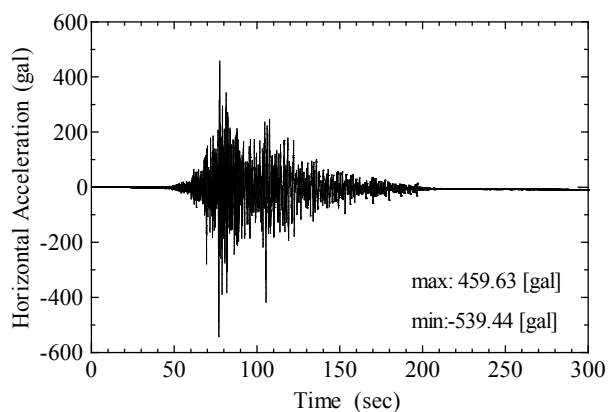


図11 入力地震動

3. 現状の名古屋港PIに南海トラフ巨大地震が発生した時の耐震性評価

3.1 施工中に発生するPIの変形

図12に埋立開始から100年後のせん断ひずみ分布を、図13,14に水平変位量と沈下量を示す。変状を計測した点1(埋立部天端)、点2(護岸)、点3(捨石マウンド法尻)の位置は図12に示すとおりである。浚渫土の埋立によって、Bc層で10%程度のせん断ひずみが発生するが、いずれの地点においても沈下量・水平変位量ともに小さく、埋立中～埋立後にかけて安定している。図15にPI建設前および後の構造の程度の分布を示す。PI建設によって、護岸直下のAcU1層やAs層の構造が若干低位化しているものの、新たに埋め立てた浚渫土を含めてほぼ全域が構造高位な状態にあることがわかる。

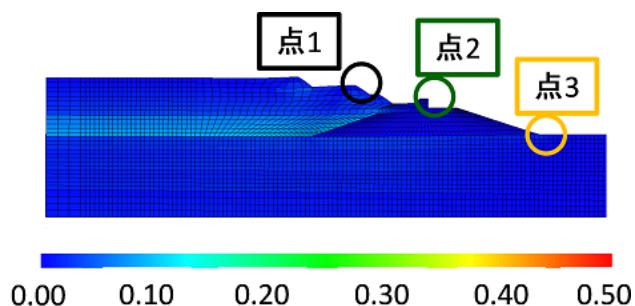


図12 埋立100年後のせん断ひずみ分布

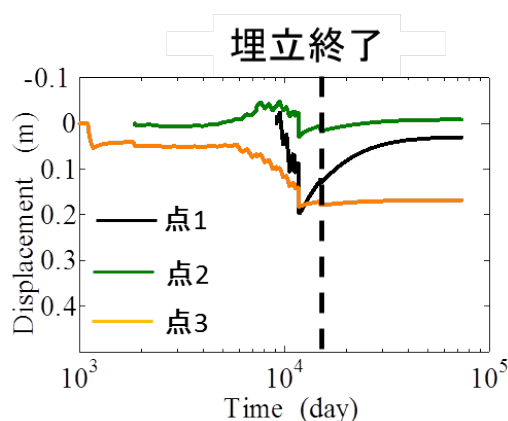


図13 埋立による水平変位量

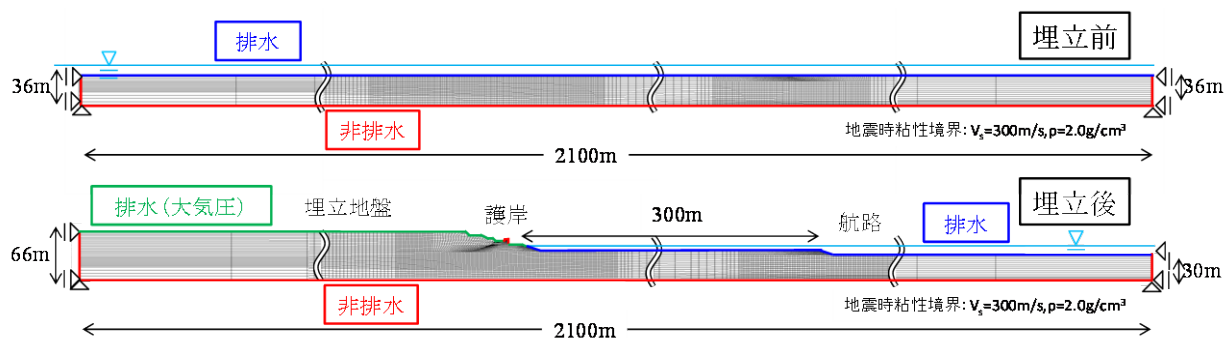


図10 埋立前後の解析全断面図

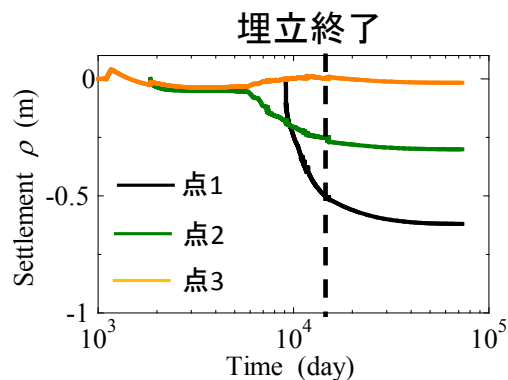


図 14 埋立による沈下量

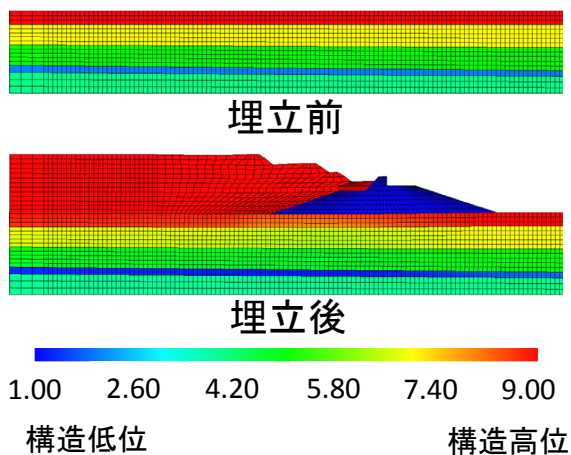


図 15 埋立前後の構造分布

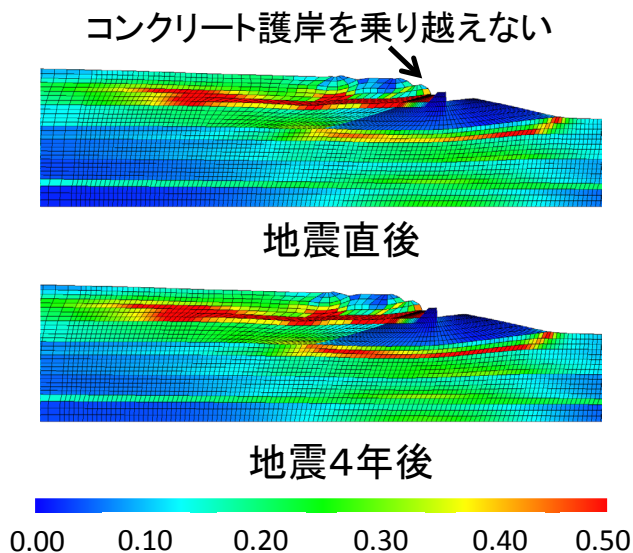


図 16 地震時のせん断ひずみ分布

3.2 南海トラフ地震発生時の PI の変形

本節では PI 建設開始から 41 年後の平成 27 年に、南海トラフ地震が発生した際の地震時挙動を調べた。

図 16 に地震直後、地震発生から 4 年後のせん断ひずみ分布を、図 17、18 に PI 上各地点における沈下量と水平変

位量を示す。沈下量、水平変位量のほとんどは地震中に生じており、地震後の変状はあまり大きくない。埋立天端(点 1) は 2m の沈下とともに 20m の海側への側方流動を生じる。それに押し出されるようにして、護岸(点 2) では 2m の沈下とともに 10m の側方変位を生じるが、図 16 を見てもわかるように、浚渫土が護岸を乗り越えるまでには至らず、湾内へ土砂は流入しない。図 17 に構造の程度の分布を示す。地震動によって、大きなせん断ひずみが発生した埋立部では著しい構造低位化が生じている。

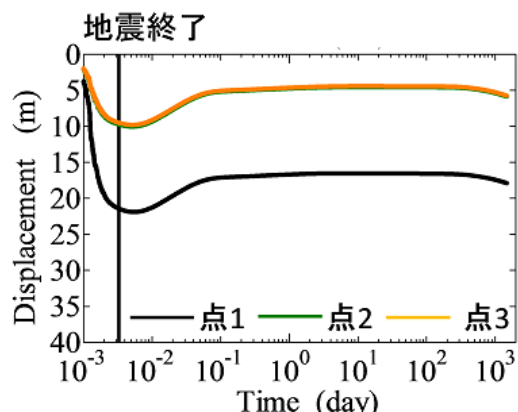


図 17 地震による水平変位量

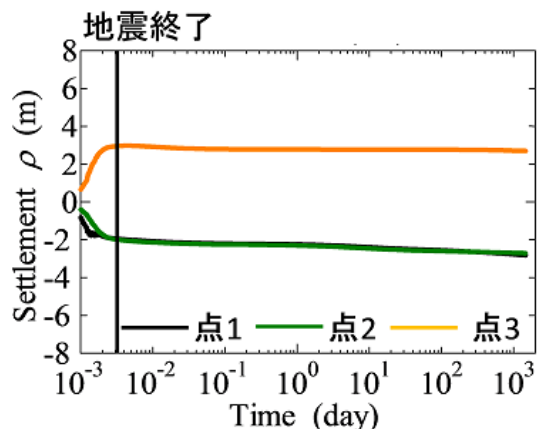


図 18 地震による沈下量

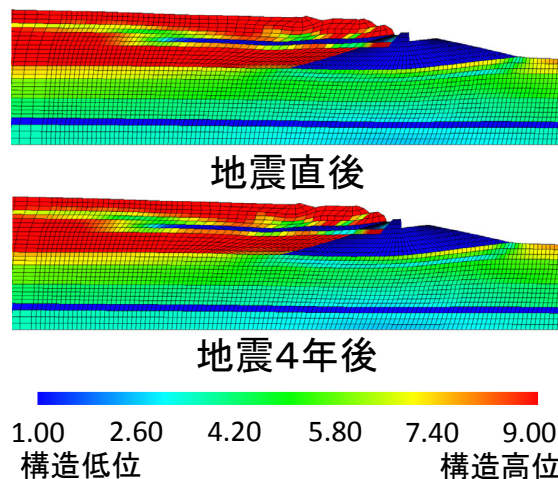


図 19 地震時の構造分布

図 20 に当該箇所の要素挙動を示す。浚渫土は繰返し載荷に伴って有効応力とともに剛性が大きく低下しており、このことが地震中の大きなせん断ひずみを発生させた。捨石マウンド法尻(点3)で2m程度の膨張を示しているが、図 16 からわかるように、捨石マウンド全体が地盤内部で円弧状すべり面を形成しながら変形しているためである。現状では大きな変形には至っていないが、耐震対策としては、埋立地盤やマウンド法尻周辺を強化することが被害低減に効果的であることを示唆している。

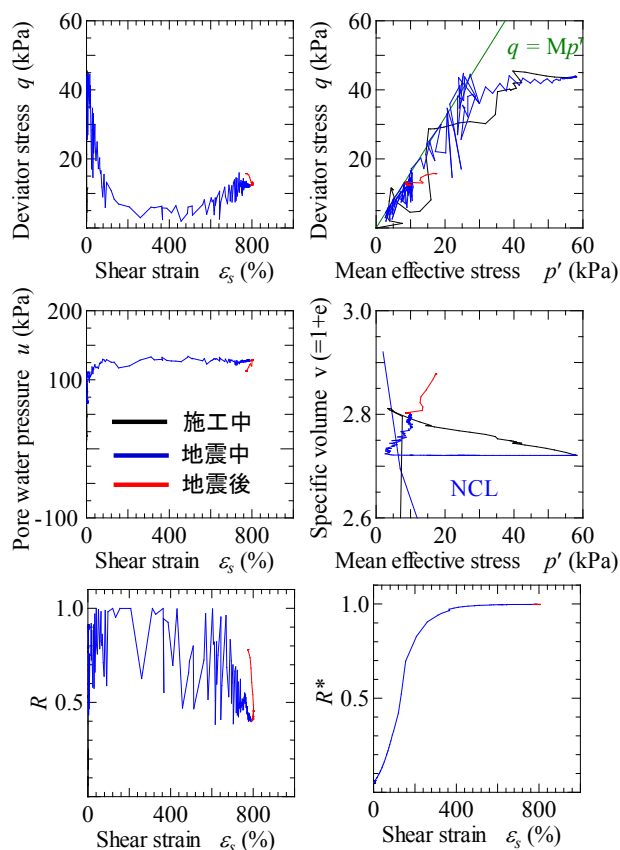


図 20 埋立浚渫土の要素挙動

4. 嵩上げを行った名古屋港 PI に南海トラフ巨大地震が発生した時の耐震性評価

4.1 嵩上げ時に PI に発生する変状

名古屋港で発生する大量の浚渫土の有効利活用法が未だ明確でないため、今後も仮置き場として、浚渫土を PI へ埋め立てすることも検討され続けている。本章では、現状の PI から埋立を継続し、さらに 4m 嵩上げた時の地震時挙動を調べた。図 21 に埋立開始から 100 年後のせん断ひずみ分布を、図 22, 23 に沈下量と水平変位量を示す。図 13, 14 と比較しても明らかなように、4m の埋土嵩上げがあったとしても、建設中および建設後の平時の安定性に問題はないことがわかる。

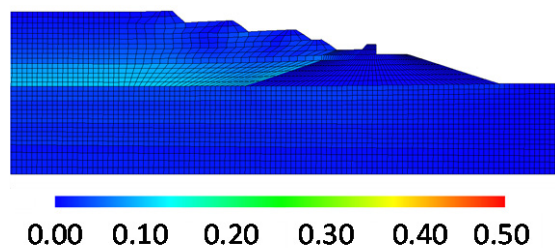


図 21 埋立 100 年後のせん断ひずみ分布

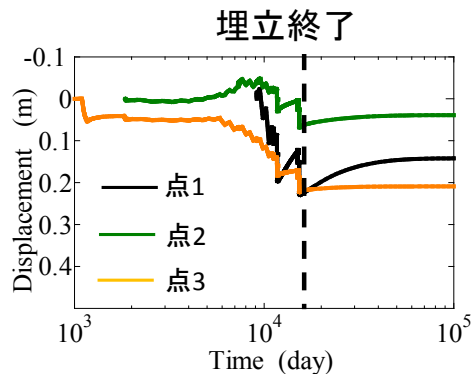


図 22 埋立による水平変位量

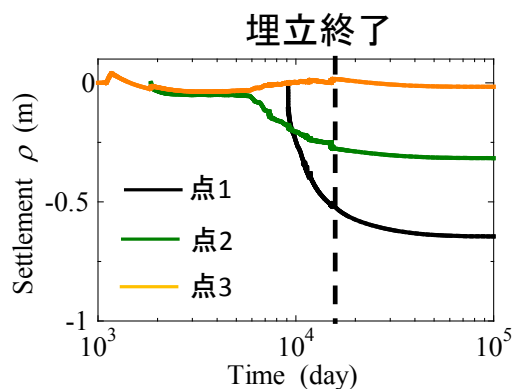


図 23 埋立による沈下量

4.2 嵩上げを行った PI の南海トラフ地震発生時の変形

図 24 に地震直前、地震直後、地震発生から 4 日後のせん断ひずみ分布を、図 25, 26 に PI 上各地点における沈下量と水平変位量を示す。埋立部天端(点1)の水平変位量は 35m にもなり非常に大きい。また、捨石マウンド法尻(点3)では約 6m の膨張を示している。図 24 からわかるように、捨石マウンド下部において円弧上の滑り面が発生して護岸に被害が発生している。護岸の機能低下に伴って、嵩上げされた浚渫土は護岸部を乗り越えてしまっており、湾内への流出が危惧される。図 27 に構造の程度の分布を示す。図 19 と比較すると明らかなように、護岸直下の AcU 層で著しい局所的な構造低位化が見られる。図 28 に当該箇所の要素挙動を示す。護岸直下のような偏荷重を受ける場所においては、嵩上げによって上載荷重が増加したこともあり、粘性土であっても有効応力および剛性が大きく低下し、このことが地震中の大きなせん断変形を発生させた。

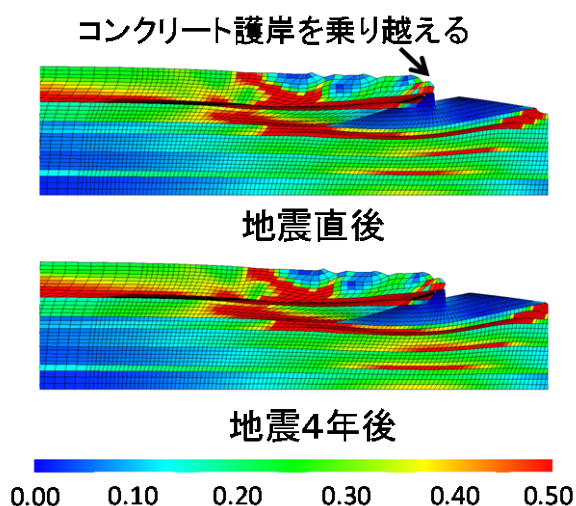


図 24 地震時のせん断ひずみ分布

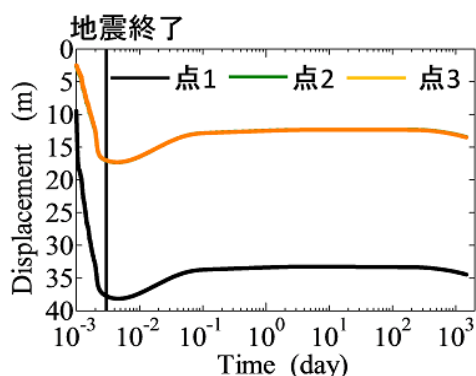


図 25 地震による水平変位量

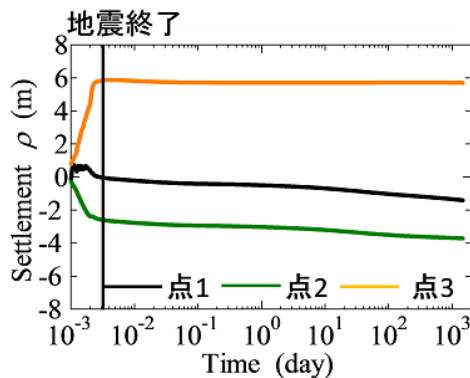


図 26 地震による沈下量

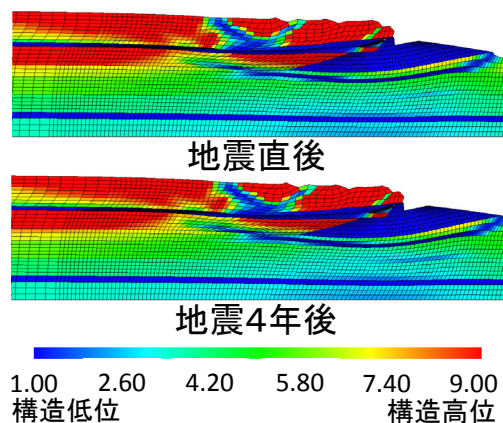


図 27 地震時の構造分布

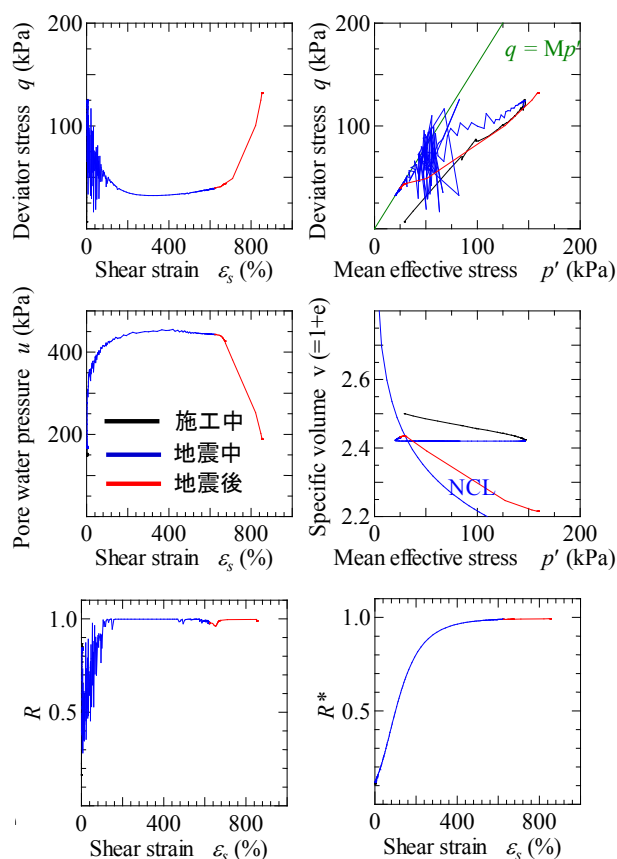


図 28 自然堆積地盤の要素挙動

5. まとめ

名古屋港では、絶えず浚渫土が発生するため、名古屋港機能維持のために浚渫土がPIに仮置きされ続けている。PIの埋立高さは現状で海拔16mにまで達しており、南海トラフ巨大地震発生時には浚渫土が大量に港湾へ流出し、航路を埋めてしまうことが危惧されている。本報では、当該地域で想定されている最大クラスの南海トラフ地震が発生した時のPIの耐震性評価を行った。その結果、①PIは軟弱な粘性土の卓越した基礎地盤上に建設されていること、②地震動によって浚渫土は大きな側方流動を示すが、現状の埋立高さであれば、護岸を乗り越えて港湾へ流出するまでには至らないこと、③現状から4mの嵩上げを行った後に南海トラフ地震が発生すると、上載荷重の増加が起因となって軟弱な基礎粘土地盤が乱され、護岸部の変状が大きくなるとともに浚渫土が港湾へ流出する危険性が高いこと、を数値解析的に示し、現状以上の嵩上げはPIの耐震上危険であることを指摘した。つまり、浚渫土の有効な利活用を推進してこれ以上の嵩上げを行わないと同時にPIの天端高を少しでも低くすることが、地震被害を低減する上で重要である。本解析結果を踏まえて中部地方整備局では、浚渫土埋立高さに制限を設けるとともに、護岸の耐震性の向上のため、護岸前面に抑え盛土をする等の耐震対策を行う計画があることが公表している⁶⁾。

本報告は、科学研究費補助金（基盤研究(S)：課題番号21226012，基盤研究(A)：25249064）に関する研究である。また，本研究を実施するにあたり，国土交通省中部地方整備局 名古屋港湾事務所にご支援・ご協力いただいた。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.6 , pp.47-57.
- 2) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.(2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No. 6, pp. 771-790.
- 3) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.5,39-51,2005
- 4) William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 5) 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.
- 6) 名古屋港地震・津波対策検討会議（第6回）, 資料-2-3, http://www.pa.cbr.mlit.go.jp/NAGOYA/topics/140311/index_files/data04_3.pdf