

# ベトナムの道路建設に伴う軟弱地盤の残留沈下対策に関する 数値解析的検討

名古屋大学 学生会員 ○川合裕太

国際会員 野田利弘 山田正太郎 田代むつみ

(財)地震予知総合研究振興会 国際会員 浅岡顕

## 1. はじめに

現在、ベトナム社会主義共和国のホーチミン市南西部では、サイゴン東西道路が建設されている。この内サイゴン川左岸の区間は、有機質を含む軟弱地盤層が地表から25~30m堆積する後背湿地帯である。道路用盛土の建設に際し、軟弱地盤対策としてプラスチックパーティカルドレーン（以下PVDと略記）打設とサーチャージ盛土工法が採用された。9ヶ月以上のサーチャージ期間を経てサーチャージ荷重を撤去し舗装工事を開始したが、舗装工事期間中に当初の予測を超える残留沈下が発生し現在も沈下が継続している。本稿では、SYSカムクレイモデル<sup>1)</sup>を搭載した水へ土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**<sup>2)</sup>による沈下挙動の再現計算を行ない、残留沈下が生じた原因を調べた。加えて、事前の残留沈下対策をどのように講じるべきであったか再検討をした。

## 2. 施工条件及び実際の沈下量

図-1の上段に盛土高さを、下段に観測された盛土直下の沈下量を示す。施工開始から22日目より、1.6mの高さまで盛土を構築した後、荷重を一定放置したものの、沈下が収束する兆候が見られなかったため、323日目にPVD打設を行なった。PVD打設によって323日目以降は沈下が促進されている様子が伺える。694日目に最大高さ約4.4mまでサーチャージ荷重を与えて沈下が収束傾向にあるのを確認した後、サーチャージ荷重を撤去し、道路の舗装工事を開始したが、舗装工事期間中に当初の予測を超える残留沈下が発生し現在も沈下が継続している。残留沈下が生じているのを確認後に沈下の観測を再開したため、893日目から1243日目までは欠測期間となっている。図-1ではこの間の沈下を考慮していない。

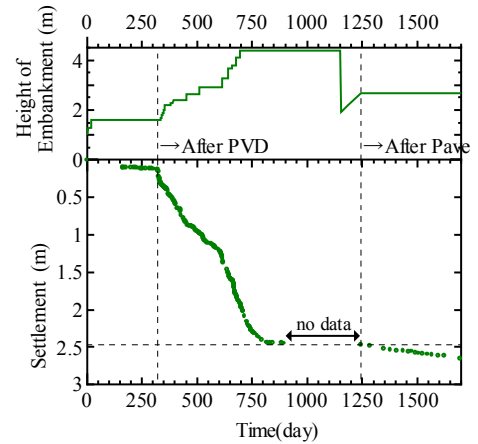


図-1 時間～沈下量関係

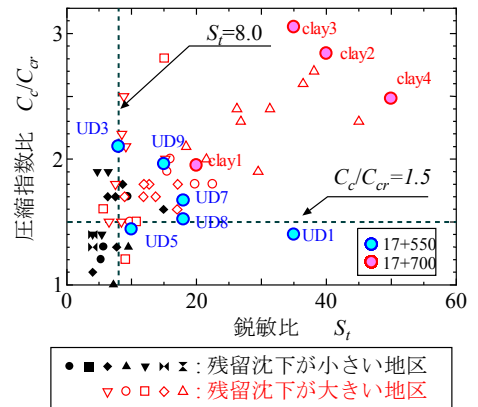


図-2 簡易判定法

## 3. 鋭敏比と圧縮指数比による簡易判定

図-2に、鋭敏比と圧縮指数比による簡易判定<sup>3)</sup>を行なった結果を示す。過去の日本の事例から、概ね圧縮指数比が1.5以上・鋭敏比が8以上の粘土は残留沈下が大きくなる危険性が高い。当該地区の粘土をピンク色のプロットで示し、近傍で得られた粘土を青色のプロットで示した。その結果当該地区の粘土はいずれもグラフの右上に位置し、残留沈下が大きくなると判定される。

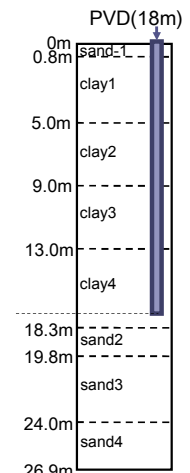


図-3 地層構成

#### 4. 室内試験結果と SYS カムクレイモデルによる再現計算

図-3 に当該地区の地層構成の概略図を示す. 粘土層が深さ 18.3m まで存在し, 残留沈下対策として PVD が深さ 18m まで打設されている. 当該地区よりサンプリングした試料に対し, 不攪乱試料とそれを練返した試料に対し CUB 試験・標準圧密試験を行なった. さらに, SYS カムクレイモデルによる再現計算によって, 解析に必要な材料定数および初期値を表-1 に示すように決定した. 図-4 に原位置で最も骨格構造が高位であった clay3 の室内試験結果と SYS カムクレイモデルによる再現計算結果を示す. 標準圧密試験に関しては試験結果をプロットで示し, 再現計算を実線で示している. CUB 試験に関しては再現計算を赤の実線で示し, 試験結果をその他の色で示している. 練返し試料の圧密曲線を NCL に設定し, 弾塑性パラメータを決定した. 図-5 に構造劣化指数と初期構造が圧密曲線に及ぼす影響を示す. 構造劣化が速いほど, また初期構造が高位なほど, 圧密曲線の最急勾配は大きくなり, 圧密降伏応力  $p_c$  も大きくなる事がわかる. これらに加え, 不攪乱試料の  $p_c$  と原位置での  $p_c$  は等しい<sup>3)</sup>との仮定の下,

表-1 用いた材料定数及び初期値

粘土層名	clay1	clay2	clay3	clay4
圧縮指数 $\lambda$	0.32	0.32	0.32	0.286
膨潤指数 $\kappa$	0.03	0.035	0.04	0.02
限界状態定数 $M$	2	2	1.5	1
NCLの切片 $N$	2.575	2.575	2.575	2.537
ポアソン比	0.3	0.3	0.3	0.3
正規圧密土化指数 $m$	1	1	1	1.5
構造劣化指数 $a$	0.35	0.4	0.5	0.77
	$b$	0.8	0.8	0.8
	$c$	1.5	1.3	1.5
	$c_s$	0.2	0.3	0.35
回転硬化指数 $b_r$	0.001	0.001	0.001	0.001
回転硬化限界定数 $m_b$	1	1	1	1
初期構造 $1/R^*_0$	26.9	31.1	76.8	37
初期過圧密 $1/R_0$	5.92	3.88	2.6	3.76
初期比体積 $v_0$	3.64	3.578	3.788	3.247
初期応力比 $\eta_0$	0.75	0.75	0.75	0.75
初期異方性 $\zeta_0$	0.1	0.1	0.1	0.1

原位置での初期状態を表す 6 つのパラメータ及び骨格構造の発展則を推定した. 室内試験とフィッティングの結果, 構造が高位な日本の沖積粘土と同様な力学挙動を示すことがわかった.

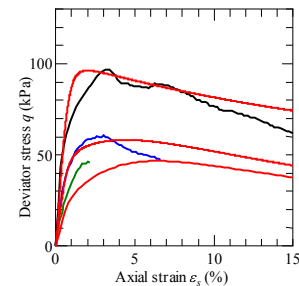
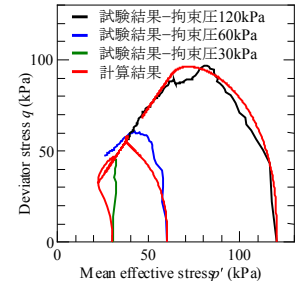
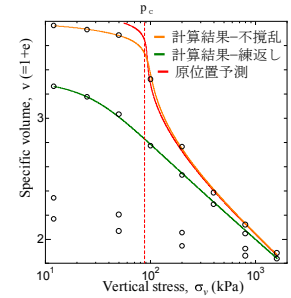


図-4 室内試験結果

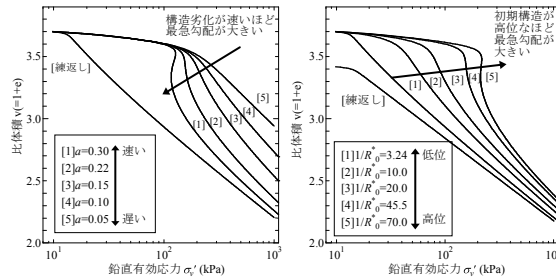


図-5 a と  $1/R^*$  が圧密曲線に及ぼす影響

#### 5. 地盤の有限要素メッシュ及び境界条件

図-6 に本解析に用いた有限要素メッシュ及び境界条件を示す. 2 次元平面ひずみ条件で, 上端の水平方向・鉛直方向, 左右端の鉛直方向は応力速度境界, 下端の水平方向・鉛直方向, 左右端水平方向は変位速度境界とし, 水理境界は, 上端は大気圧境界, 左右端は静水圧境界, 下端は非排水境界としている. 盛土直下に敷設されたジオテキスタイルは, 地表面から 0.0m, 0.5m, 1.0m の位置にある水平方向に並ぶ節点間 (図-6 の黄色の部分) の距離を不変とすることで表現した. また, 中央部分を除いて盛土直下は盛土開始から 323 日目に PVD が打設されている. PVD 打設の効果は打設区間の透水係数を数十倍~数百倍とすることで表現できる<sup>4)</sup>. 本解析では, ドレーン打設領域のマスパーマビリティを, 観測データを再現するためのフィッティングパラメータとした. 次節に示すように, 解析の結果ドレーン打設領域の透水係数を非打設領域の 150 倍にすることで実測値を概ね再現することができた.

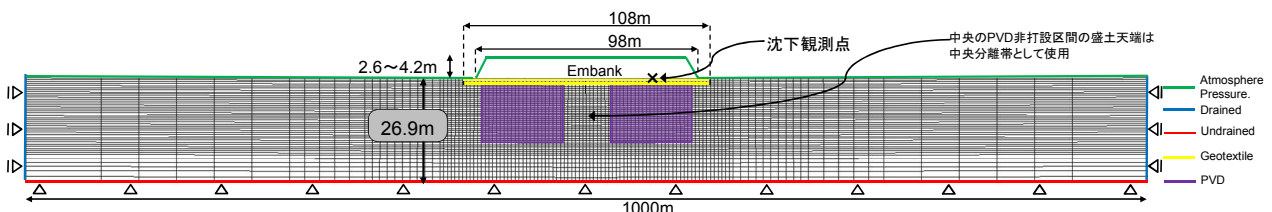


図-6 有限要素メッシュと境界条件

## 6. 再現計算による将来の沈下と地盤の挙動

図-7の上段に盛土高さ（緑線は沈下を無視した盛土構築時の天端高さ、青線は沈下を考慮した盛土天端高さ）を、下段に各粘土層の層別沈下量と盛土直下の総沈下量を示し、図-8に各粘土の鉛直有効応力( $\sigma_v'$ ) $\sim$ 比体積関係を示す。また、図-9にサーチャージ盛土完成直後、サーチャージ荷重撤去直後、舗装工事完了直後の過剰間隙水圧分布および構造の分布を示す。図-7の層別沈下量を見ると、clay1 $\sim$ clay3の沈下は載荷後すぐに収束が見られるが、clay4はなかなか収束傾向が見られない。図-9の構造の分布を見ると、荷重撤去時にも未だ構造が残っているため、舗装完成後の残留沈下はclay4に起因しているといえる。サーチャージ盛土除去直後の過剰間隙水圧分布をみると、サーチャージ荷重を9ヶ月以上放置したにも関わらず、中央のPVDを打設していない区間には高い正の過剰間隙水圧が残っている。このことから、放置期間が充分であったか、PVD打設区間の設定は妥当であったかについての検証が必要といえる。本来であれば、サーチャージ盛土除去によって $\sigma_v'$ が減少し、過圧密になることが期待されるが、図-8の要素挙動を踏まえると、除荷の挙動がほとんど見られないことから、サーチャージ荷重が充分であったかどうかについても検証が必要といえる。

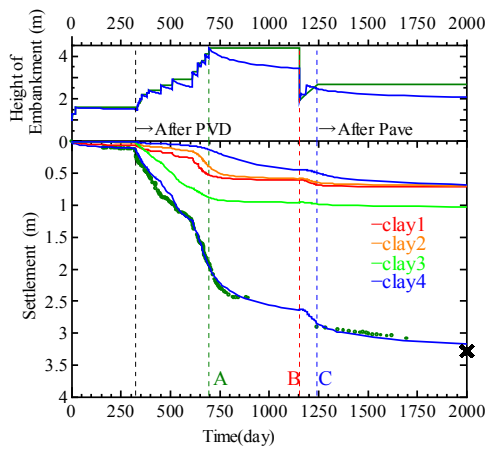


図-7 時間～沈下量関係

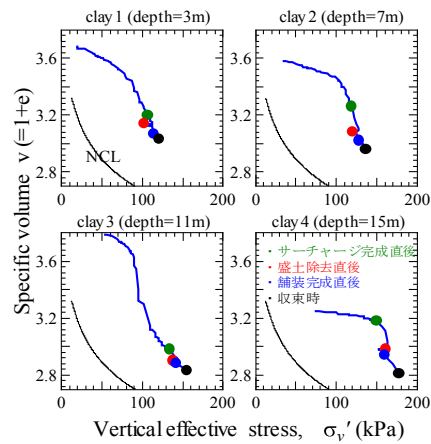


図-8 要素の挙動

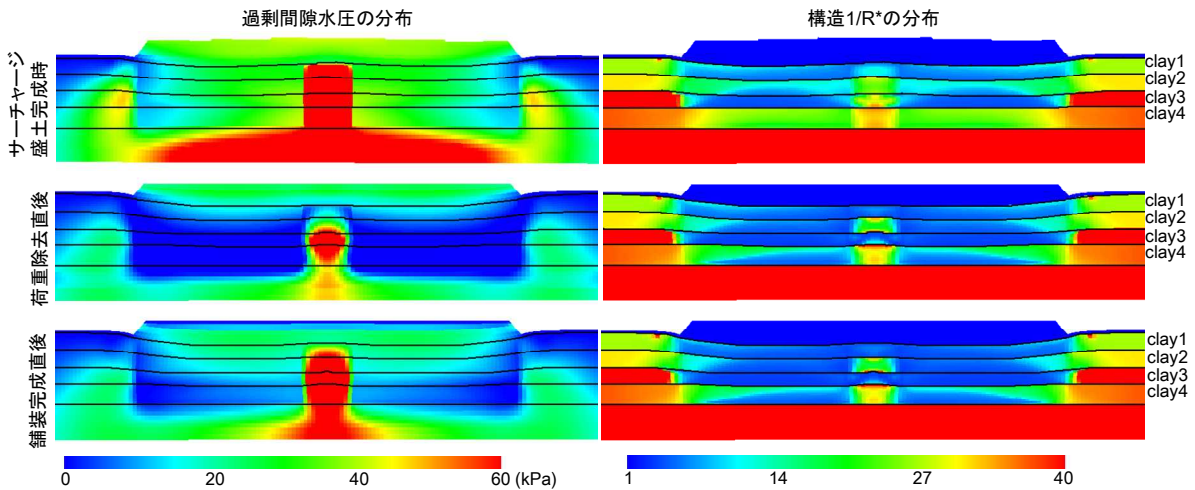


図-9 過剰間隙水圧と構造 1/R\*分布

## 7. 沈下対策の再検討

case A：実際の施工に加え、case B：サーチャージの撤去まで30年放置した場合、case C：中央部分にもPVDを打設した場合、case D：サーチャージ期間中の盛土高さを維持した場合の3つの条件で解析を行った。図-10に時間～沈下関係を示し、表-2にそれぞれの場合の最終沈下量・残留沈下量を示す。ただし、case Bは、他のcaseとサーチャージの撤去時期が合うよう、矢印で示した以降を青字の時間スケールで示している。case Bでは、残留沈下量は実際の施工より0.19m小さくなった。放置期間を充分に取ることができれば残留沈下を抑えることができることがわかる。case Cでは残留沈下量は実際の施工より0.17m小さくなった。

図-10を見ると、サーチャージ盛土撤去付近から、case B と case C で似た挙動をしていることから、中央部分にも PVD を打設する事で長期間放置するのと同等の効果が得られることがわかる。つまり、実際の施工のように中央分離帯直下に PVD を打設しないと、放置期間を長くとらなければ残留沈下が生じてしまうことがわかる。case D では、サーチャージ期間中に天端標高を維持するため（サーチャージ荷重を十分に確保するため）、追加の盛土を行なう。追加の盛土は所定の高さより 0.3m 沈下する毎に行なった。その結果、最終沈下量は大きくなったものの、残留沈下は実際の施工より 0.19m 小さくなった。図-11 に case D の要素挙動を示す。サーチャージ盛土を撤去した赤点付近で除荷を受け $\sigma'_v$ が減少している。過圧密になることで、残留沈下が抑制されたと見て取れる。実際の施工では、サーチャージ期間中の 0.7m もの沈下によってサーチャージの効果が十分に発揮できていなかったのではないかと考えられる。なお、ここでは力学的な観点からのみ再検討を行なったが、いずれの策が最善であったかという点については、もちろんコストや時間を含めて総合的に判断する必要がある。

## 8. おわりに

超軟弱地盤上の盛土工事において残留沈下を全く発生させないことは、現代の地盤工学の技術においても極めて難しい。このため、当初の予測に頼り切らず観測データを用いて予測の修正を行なうことが重要であることはこれまでと変わらない、併せて、当初の予測を上回る沈下が生じた際にどのような対策を講じるのかという点については、いくつかのシナリオの下で事前に対策を練っておくことが重要である。本稿は事後に行なった解析事例示したが、このような解析事例を通じた対策の再検討／再評価結果が今後の事前対策／評価の検討に役立つことを期待する。

謝辞 本研究を行なうにあたり、(株)オリエンタルコンサルタンツおよび(株)大林組には資料を提供して頂いた。ここに記して謝意を示す。

## 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*, 42(6), pp.47-57.
- 2) NODA and ASAOKA (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, *Soils and Foundations*, 48(6), pp. 771-790.
- 3) INAGAKI, A., NAKANO, M., NODA, T., TASHIRO, M. and ASAOKA, A (2010): Proposal of a simple method for assessing the susceptibility of naturally deposited clay grounds to large long-term settlement due to embankment loading, *Soils and Foundations*, 50(1), pp.109-122
- 4) ASAOKA, A., NAKANO, M. and MATSUO, M (1992): Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment, *Soils and Foundations*, 32(1), pp.41-58

表-2 各 case の沈下量

case	最終沈下量	残留沈下
A.実際の施工	3.28	0.44
B.30年放置	3.37	0.25
C.中央もPVD	3.37	0.27
D.サーチャージ高を維持	3.7	0.25

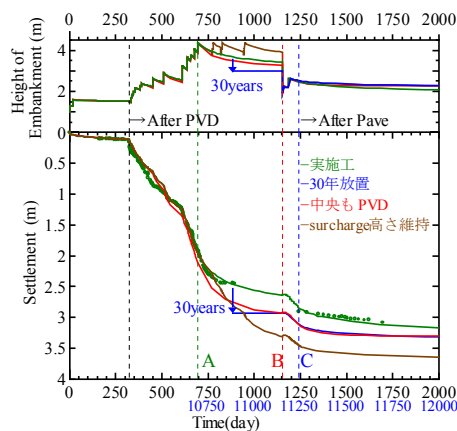


図-10 各 case の時間～沈下量関係

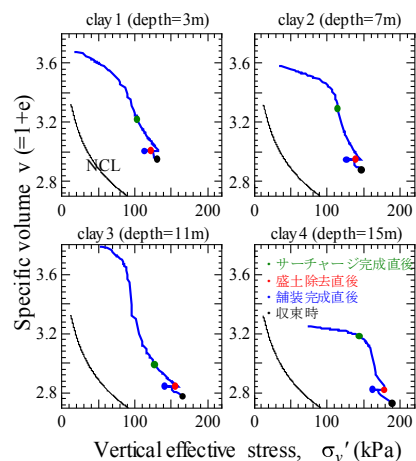


図-11 case D の要素挙動