

安定対策工を施した軟弱地盤上の盛土に関する現地調査について（その２）

DJM 工法研究会 正会員 野津光夫
独立行政法人土木研究所 正会員 大平久和、橋本 聖
国土交通省関東地方整備局大宮国道工事事務所 後藤勝志
初雁興業株式会社 平野敦照

1. はじめに

埼玉県内の圏央道川島 IC 建設予定地は、地質的に軟弱粘性土と緩い砂質土を主体とした互層軟弱地層である。そこで、道路盛土の安定・圧密沈下低減および耐震性向上を目的として、盛土のり面直下に壁式の深層混合処理工法が実施されている¹⁾。このように盛土のり面直下のみを深層混合処理工法で改良する場合、盛土中央部との沈下差が避けられないために、のり面でのクラックや改良体への長期的な応力集中が問題となる場合がある。本文では、深層混合処理改良体の挙動や負荷状態を調べる目的で実施された現場調査の結果¹⁾と、それに基づいて行った２次元弾塑性圧密変形解析の結果との比較について報告する。

2. 解析方法

解析では粘土の構成式に関口・太田²⁾を用いた２次元弾塑性圧密変形解析プログラム「DACSAR」を用いている。図-1 に解析メッシュを示す。盛土は高さ 8m、天端幅 16m で、解析では弾性体とし $E=7000\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比 0.33、密度 19kN/m^3 とした。DJM 改良体は幅 8.2m、改良深さ 22m で、奥行き方向に 1.45m 間隔を置いた壁式改良（片側 20cm ラップ³⁾、改良率相当で $a_p=61\%$ ）となっている。別途実施した改良体のローリーサンディング⁴⁾の結果では、設計 $q_u=230\text{kN/m}^2$ に対し $q_u=1000\text{kN/m}^2$ 程度出ていることから、解析では $E=200q_u \times a_p=112000\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比 0.33 とした。原地盤については、砂質土は弾性体、粘性土は弾塑性体でモデル化している。表-1 に使用した土質パラメータを示す。

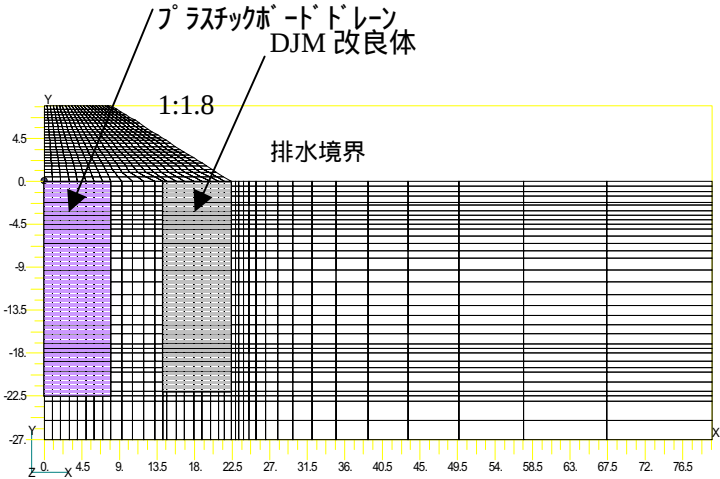


図-1 有限要素メッシュ 排水境界

表 1 地盤構成および土質定数

地盤種類	層厚 (m)	平均 N 値	q_u (kN/m^2)	E_{50} (kN/m^2)	I_p	C_c	P_c (kN/m^2)	D	Λ	M	透水係数 k (cm/s)
粘土(CL)	0.5	7	-	-	-	-	-	-	-	-	3.5×10^{-7}
シルト(M1)	3	0	18 ~ 25.5	543 ~ 1420	60.3	0.473	58	0.058	0.777	0.912	3.5×10^{-7}
砂(S1)	3.5	10	-	28000	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
シルト(M2)	2.5	2	25 ~ 26	1630 ~ 1670	27.4	0.480	88	0.063	0.883	1.129	4.0×10^{-7}
砂(S2)	2.5	15	-	42000	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
シルト(M3)	4	4	49 ~ 68.5	1630 ~ 2010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂(S3)	0.5	4	-	11200	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
シルト(M4)	2	4	49 ~ 68.5	1630 ~ 2010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂(S4)	0.5	4	-	11200	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
シルト(M5)	1	4	49 ~ 68.5	1630 ~ 2010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂(S5)	1	4	-	11200	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
シルト(M6)	0.5	4	49 ~ 68.5	1630 ~ 2010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂(S6)	0.5	6	-	16800	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}
砂礫	4	50	-	140000	-	-	-	-	-	-	1.0×10^{-3}

キーワード：道路盛土、軟弱地盤対策工、盛土動態観測、数値解析

連絡先：〒104-0033 東京都中央区新川 1-2-8 Tel 03-3553-3028 Fax 03-3553-3038

深度 4m 以深の砂層は拘束圧による効果を勘案し、少し大き目の評価として $E=2800N$ で変形係数を算定した。また盛土中央部直下のプラスチック・レン打設地盤全体の等価な透水係数は、別途 P・O で推定した圧密沈下～時間曲線とフィッティングして試行的に求めた。

3. 解析結果と考察

施工前の事前検討では、盛土のり尻部の水平変位として最終的に 20cm 程度を予想していた。しかし、実際には図-3, 4 の通り実測水平変位は盛土載荷時で数 cm に留まり、予測を下回ることとなった。この理由としては、改良体強度の平均値が設計を上回った、載荷工程の相違（実際の施工では、まずサトマット 1m+盛土 0.9m を載荷した後、約 10 ヶ月間放置しその後 30cm/日の盛立て速度で高さ 8.0m まで盛土した）、過圧密状態の沈下特性（ κ ）の過大評価（上部粘性土は 20～30kN/m² 程度過圧密）、が考えられる。

図-2, 3 の結果から、今回の解析では実測で若干盛土内側への引込み傾向が見られるものの、地盤の動きを概ねよく表現していると思われる。また図-4 の鉛直土圧変化の比較では、実測・解析ともに、法肩側改良体上の土圧集中が見られている（なお解析の数字は改良体最上部要素の鉛直応力）。これは図-5, 6 でも示される地盤の動き（盛土中央部の沈下）に伴うものであるが、長期的には土圧が改良体の設計基準強度を上回る場合もあるため、特に改良体の幅が小さい場合は留意が必要である。図-4 には過剰間隙水圧の経時変化も記載しているが、深度-2.5m の数値はおおむね実測と整合している。深度-5m では実測場所（深度）が砂分の多い地盤であったと思われる。なお、今後さらに長期計測を継続する予定であり、結果は後日報告したい。

参考文献 1) 大平ら：安定対策工を施した軟弱地盤上の盛土に関する現地調査について（その 1），土木学会学術講演会，2001（投稿中）

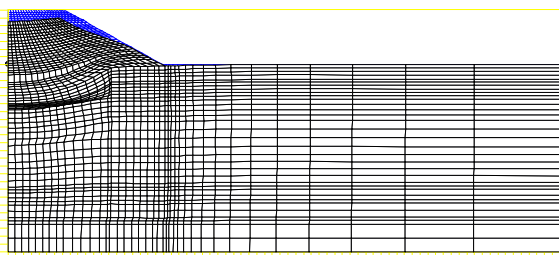


図-5 盛土開始から 1470 日後の地盤変形

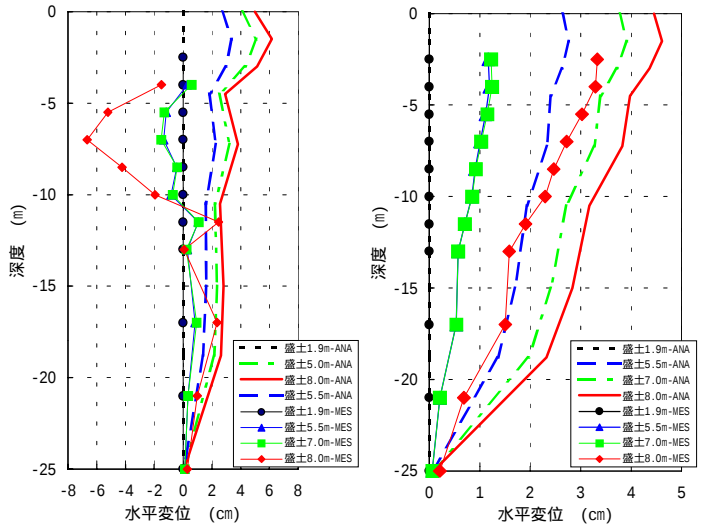


図-2 DJM 内側傾斜計

図-3 DJM 外側傾斜計

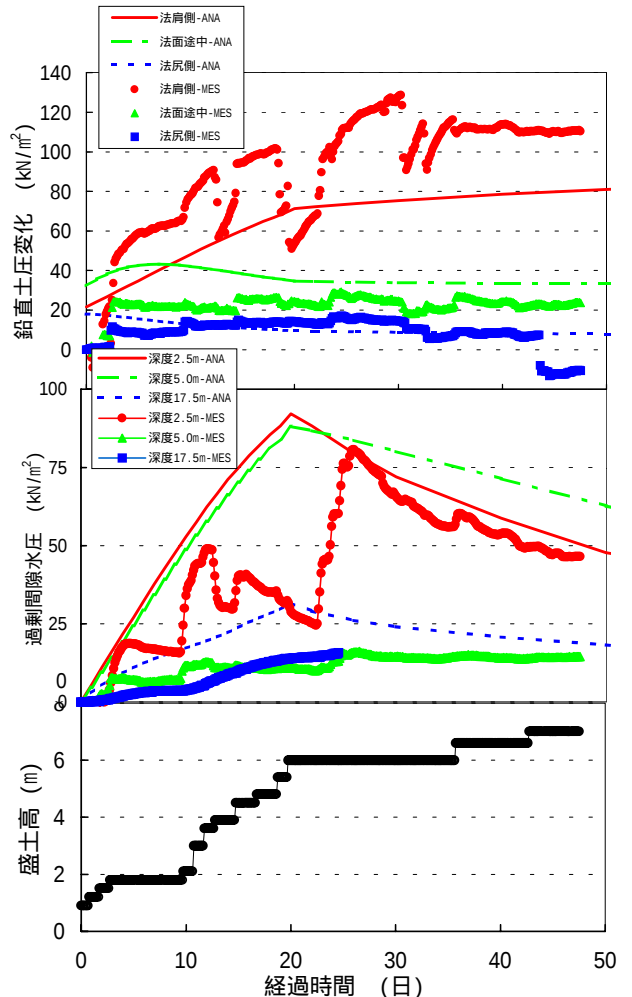


図-4 鉛直土圧、過剰間隙水圧、盛土高の経時変化

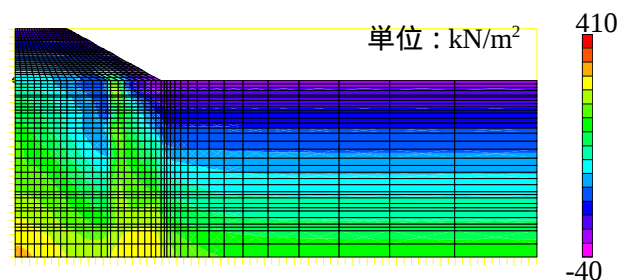


図-6 盛土開始から 1470 日後の鉛直応力カラー