

◆ 土質及び基礎特集 ◆

安定対策工を施工した軟弱地盤上盛土の動態観測について

橋本 聖* 大平久和** 大下武志***

1. はじめに

今回軟弱地盤対策として用いた深層混合処理工法は我が国で開発された代表的な工法であり、軟弱地盤に改良材を強制的に混合攪拌することで、原地盤に比べ非常に大きな強度を得られる特徴がある。しかし同工法は土質性状により改良材の混ざり具合にばらつきが生じることがある¹⁾(DJM工法の改良コア強度の変動係数は40%前後との報告がある²⁾)。

また軟弱地盤を対象として工事を行う場合、設計で得られた予測と実際の地盤や盛土部の挙動が一致せず、予想外の変形を示すことがある。これは前述の発現強度のばらつき以外にも調査・設計・施工段階において多くの不確定要素が含まれていることが考えられる。今後は施工時に観測される情報に統計的手法を適用し、「解析モデル」を修正・補足し、設計に活用していく必要がある。

本報告は軟弱地盤上に盛土施工した場合の地盤内部、盛土部そして改良部の経時的な動態観測結果と当調査地の各種材料データを用いて行った2次元弾塑性圧密変形解析結果との比較について報告を行う。

2. 調査地の概要

今回の調査地は、埼玉県比企郡川島町を縦断する国道254号線(バイパス)と圏央道の接続部に計画されたインターチェンジ(圏央道川島IC)である。図-1に詳細を示す。

この地域の地質は軟弱粘性土と緩い砂質土を主体とした地層で、これらの層が幾度も交互に分布する典型的な軟弱地盤である。

当調査地において行った事前検討では、高さ8m(余盛り80cmを含む)の盛土に対し未改良の場合、沈下量が1m以上、圧密に要する日数が1,746日、

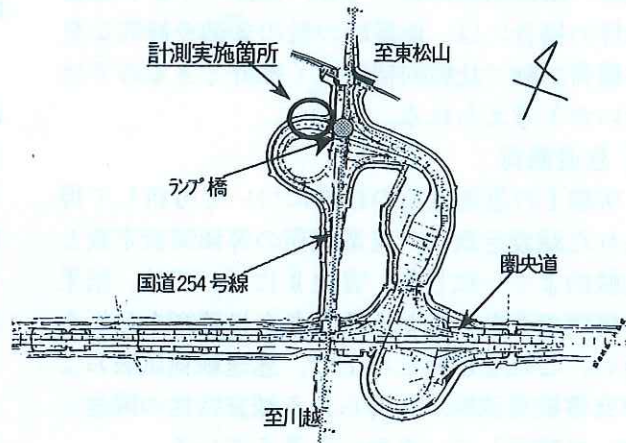


図-1 計測位置平面図

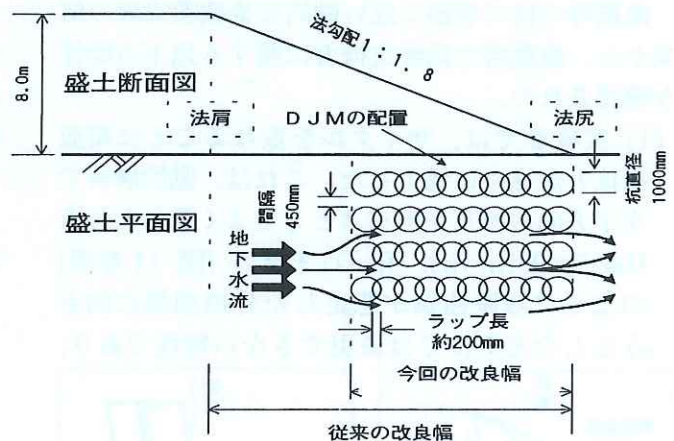


図-2 DJM 施工平面および断面図

また盛土部の側方移動量が10cm以上となることが予測された。そのため様々な対策工法の検討が行われ、圧密沈下促進対策としてプラスチックボード・ドレーン工法(1.8m² 平方配置、50mm径)(以下PBDと略す)、盛土安定対策として深層混合処理工法(以下DJMと略す)の併用工法が選択された。

さらに詳細設計に先立って「圏央道川島地区軟弱地盤検討委員会」が組織され、同委員会において地下水流の阻害緩和、液状化防止等を含めた検討が行われた。その結果以下の形式が採用された。図-2に詳細を示す。

①従来液状化対策で用いられる格子状配置に対し、主要外力方向(横断方向)のみをラップさせた壁構造形式。

Observation Results for the Embankment on Soft Ground Improved by Deep Mixing Method and Plastic Board Drain Method

②一般的に法幅全域を対象とする形式が多い中、改良幅を縮小し、且つ法尻側に配置する形式³⁾。

3. 動態観測の方法

本調査実施箇所は、川島IC北部のランプ橋西側、盛土高さ8mの施工箇所である。今回報告を行う調査期間は盛土施工開始時から完了後240日までとする。計測項目は盛土部の側方移動量、改良体の鉛直土圧および水平変位量、地表面沈下量、間隙水圧とし、配置位置は図-5に示す。また図-3に事前ボーリングの柱状図、図-4に土圧計設置状況を示す。

4. 数値解析の方法

今回の数値解析に用いたプログラムは、粘土

の構成式に関口・太田モデルを用いた2次元弾塑性圧密変形解析プログラム DACSAR である。関口・太田モデルは、軟弱粘土を構成として現在広く一般に使われているもので、弾塑性の有効応力~ひずみ関係を表現している。間隙水の移動、異方性、ダイレクタンシー、二次圧密などの基本的な粘土の特性を考慮できる。これを組み込んだ弾塑性解析を実施することによって、地盤各部の変位、水圧、応力などを各時間ごとに求めることができる⁴⁾。ここで、図-6に施工形態、図-7に解析メッシュを示す。

(1) 盛土部は、高さ8m(サンドマット1mを含む)、天端幅16mであり、解析では弾性体とし $E = 7,000\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.33$ 、密度 $\gamma_t = 19\text{kN/m}^3$ とした。

(2) 改良部(DJM)は、幅8.2m、改良深さ22mで、縦断方向に0.45m間隔を置いた壁式改良(横断側20cmラップ、改良率相当で $a_p = 61\%$)である。また別途で実施した改良体のロータリーサウンディングの結果では、設計 $q_u = 230\text{kN/m}^2$ に対し $q_u = 1,000\text{kN/m}^2$ 程度出ていることから、解析では $E = 200 \times q_u \times a_p = 122,000\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.33$ とした。

(3) 原地盤部は、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。深度4m以深の砂層は拘束圧による効果を勘案し、変形係数を $E = 2,800 \times N$ (kN/m^2) で算定した。また盛土中央下のPBD打設地盤の透水係数は、以下の手順で試行的に



図-3 事前ボーリングの柱状図

図-4 土圧計設置状況

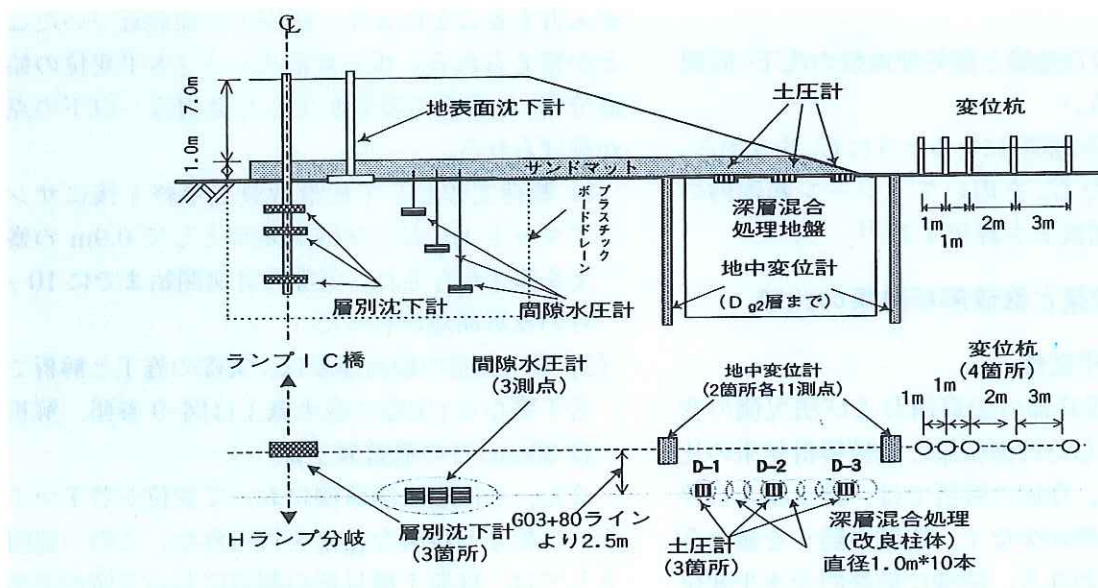


図-5 盛土部の計測機器配置 (断面平面図)

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)	E50 (kN/m ²)	l_p	C_c	P_c (kN/m ²)	D	Λ	M	透水係数 (cm/s)
粘土 (CL)	0.5	7	—	—	—	—	—	—	—	—	3.5×10^{-7}
シルト (M1)	3.0	0	18~25.5	543~1,420	60.3	0.473	58	0.058	0.777	0.912	3.5×10^{-7}
砂 (S1)	3.5	10	—	28,000	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
シルト (M2)	2.5	2	28~26	1,630~1,670	27.4	0.480	88	0.063	0.883	1.129	4.0×10^{-7}
砂 (S2)	2.5	15	—	42,000	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
シルト (M3)	4.0	4	48~68.5	1,630~2,010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂 (S3)	0.5	4	—	11,200	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
シルト (M4)	2.0	4	49~68.5	1,630~2,010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂 (S4)	0.5	4	—	11,200	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
シルト (M5)	1.0	4	49~68.5	1,620~2,010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂 (S5)	1.0	4	—	11,200	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
シルト (M6)	0.5	4	49~68.5	1,630~2,010	30.0	0.309	250	0.061	0.852	1.103	4.0×10^{-7}
砂 (S6)	0.5	6	—	16,800	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}
砂礫	4.0	50	—	140,000	—	—	—	—	—	—	1.0×10^{-3}

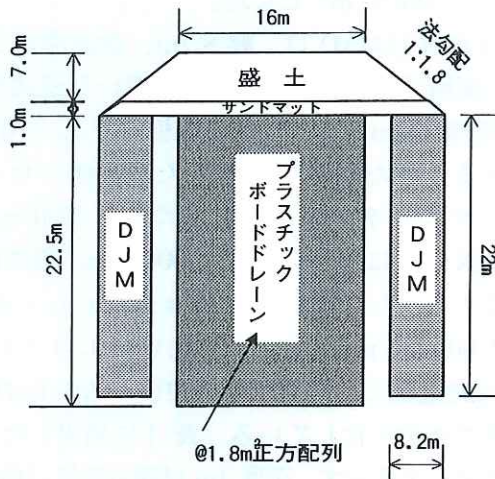


図-6 施工形態

求めたものを使用した。

- ① PHD をサンドドレーン 50mm 径に換算 (仮定) する。
- ② ドレーン打設地盤と無処理地盤の沈下-時間曲線を求める。
- ③ ②の両曲線が同等になるように C_v を求める。
- ④ ③で求めた C_v を用いてドレーン範囲内の地盤の透水係数 k を評価する⁵⁾。

5. 動態観測結果と数値解析結果の比較

5.1 改良部の水平変位

図-8, 9 は、改良部の法肩側および法尻側の変形を水平変位とした計測結果と数値解析結果の比較を示している。今回の解析では、盛土施工に伴う変位量との差異が少なく、地盤の動きを概ね合致していると思われる。同様に最終的な水平変位量についても、盛土法尻側で 5cm 程度の予測に

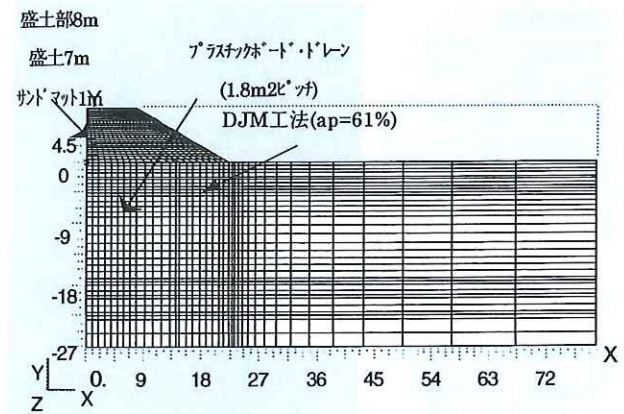


図-7 解析メッシュ

対し、現在までの計測結果では 4cm 程度と比較的計測値に近い値が得られた。この要因は、解析上設計値ではなく実際の改良体コアの一軸圧縮強さを入力することにより一層現実の変形近づいたことが考えられる。但し変形モード (水平変位の鉛直分布) に多少の差異が生じた要因は、以下の点が挙げられる。

- (1) 载荷工程として地盤改良工事終了後にサンドマット 1m および残土処理として 0.9m の盛土を施工がなされ、実際の計測開始までに 10ヶ月の放置期間があった。
- (2) 盛土荷重の载荷速度は、実際の施工と解析で若干異なる (実際の盛土施工は図-9 参照、解析は 30cm/日の連続施工)。

また、今回盛土法肩側において変位が若干マイナスに転じる特異な結果を得られた。この一要因としては、砂質土層付近の測点において値が突出する傾向から、PBD 工法の圧密促進効果により、

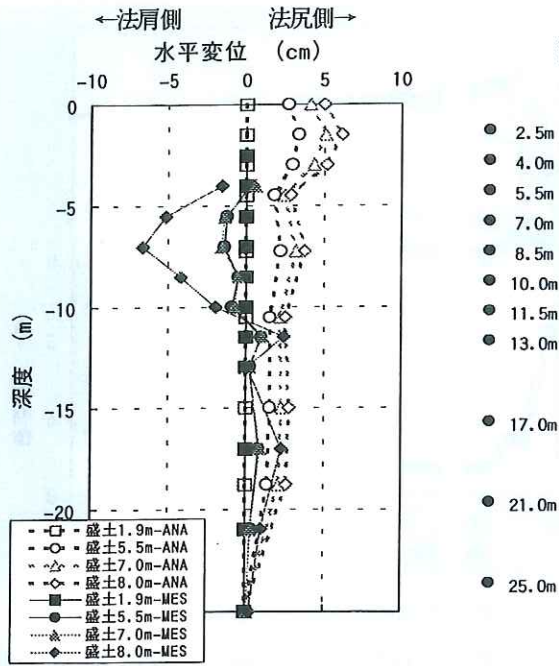


図-8 DJM 内側の水平変位

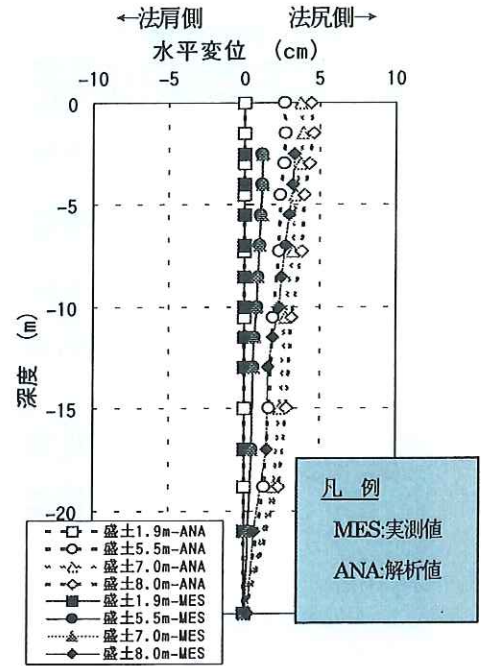


図-9 DJM 外側の水平変位

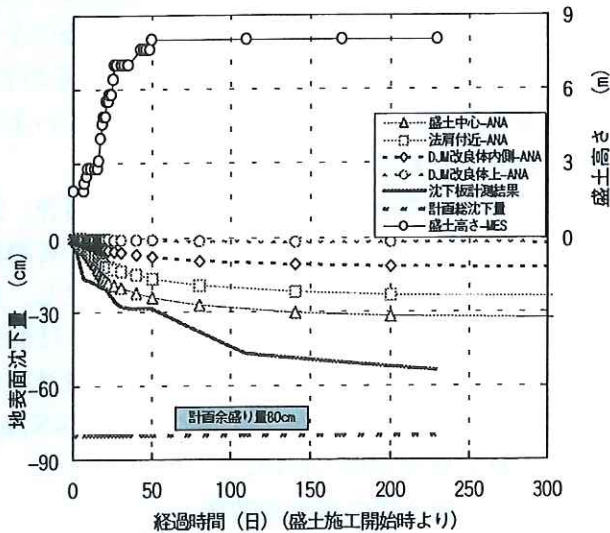


図-10 盛土直下の地盤沈下量

改良部盛土法肩側の砂質地盤が、盛土センター方向に引き込まれた点が考えられる。

現在盛土完了後 240 日経過しているが、それ以降大きな変形は生じていない。

5.2 原地盤の沈下量

図-10 は、盛土中央部の地表面沈下量の計測結果と数値解析結果の比較を示している。

実際の沈下量は、盛土施工に対し顕著な推移(即時沈下)を示し、その後すぐに圧密沈下に移行している。また最終沈下予測値 44cm (盛土開始から 1,470 日経過後)に対し、現在の沈下量は 54cm であり、数値解析値を常に上回る結果が得られた。

5.3 原地盤内の水圧

図-11 は、柱状図および計測機器配置位置を示し、図-12 は、原地盤内の間隙水圧の計測結果と数値解析結果の比較を示している。

これによると間隙水圧の最大値は、「深度 2.5m-MES」部(シルト混砂層)の 81.0kPa であるが、土被り荷重 ($156.8 \text{ kN/m}^2 = 8.0\text{m} \times 19.6 \text{ kN/m}^3$) の 50%程度になっている。そして盛土完了時には最大値の 5 割程度、盛土施工開始から約 120 日後では 8 割程度にまで消散している。

「深度 5.0m-MES」部(シルト層)においても消散速度は遅いものの過大な水圧の上昇は生じておらず、現在消散が完了している。

各位置での間隙水圧は、計測結果と数値解析結果とを比較した場合、下層の 2 測点において水圧の上昇が小さいことを除けば、概ね傾向が一致している。

「深度 2.5m-MES」部(シルト混砂層)において、再度間隙水圧の上昇が見られる。浅岡らの研究では「構造」を有する自然堆積(構造があるとは、自然堆積粘土の場合、数千年におよぶ堆積の過程で骨格同士が隙間を作り、見かけ上、完全繰返し状態の土の $e - \log P$ 関係上側(間隙比が大きい)に存在している状態を言う)の正規圧密粘土は塑性圧縮を伴う軟化、過圧密粘土は塑性膨張を伴う硬化の後軟化を示し、この時

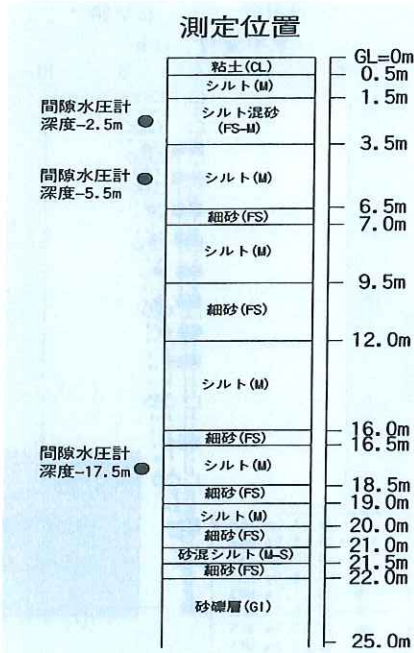


図-11 柱状図および計測機器配置位置

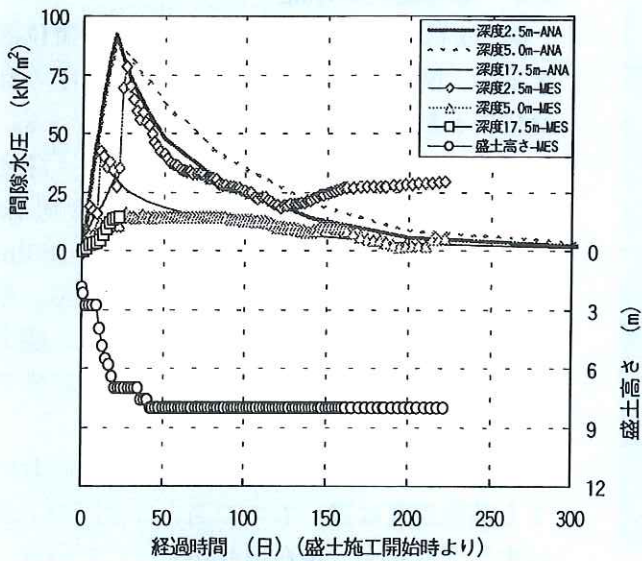


図-12 原地盤の間隙水圧の変化

過剰水圧の湧き出しが起こる。」⁵⁾としている。本調査地においても十分上記の現象を引き起こす可能性がある。

5.4 改良杭頭部にかかる土圧

図-13は、改良杭体頭部に設置した土圧計の計測結果と数値解析結果の比較を示している。これによると「法肩側-MES」部（以下、法尻側と略す）の改良体杭頭部は、土被り荷重 ($15.7\text{kN/m}^2=0.8\text{m} \times 19.6\text{kN/m}^3$) 相当の土圧、「法面途中-MES」部（以下、法中央部と略す）については、土被り荷重の50% ($54.9\text{kN/m}^2=2.8\text{m} \times 19.6\text{kN/m}^3$) 程度の土圧で収まっている。しかし法肩側の杭頭部では土被

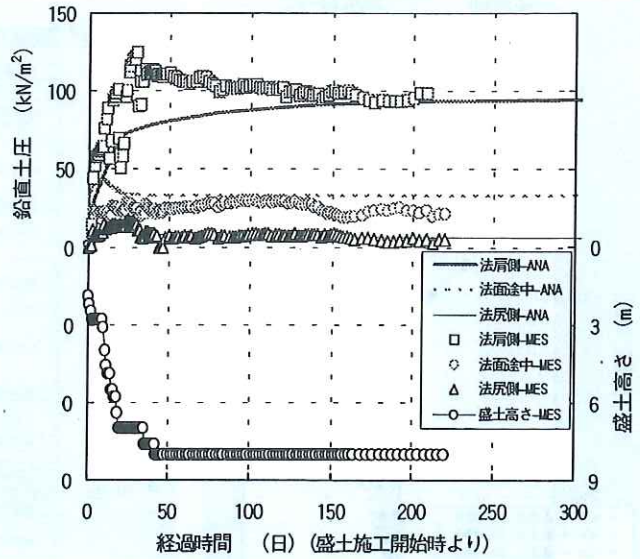


図-13 改良杭頭部にかかる土圧

り荷重 ($94.1\text{kN/m}^2=4.8\text{m} \times 19.6\text{kN/m}^3$) を超える土圧が生じる結果が得られた。このような改良域の内側端部における応力集中現象は、数値解析時でも時々見られ、場合によっては設計基準強度を超えることもあるので、設計において極端に改良幅を狭くしないよう留意する必要がある¹⁾。

また、数値解析結果と比較した場合、法肩側（「法肩側-MES」部）において実測値が、解析値を一時的に上回る土圧が生じ、応力集中の過程が異なるが、最終的には解析値とほぼ同等の値に収まっており、設計強度 (230kN/m^2) と比較してしても、 94kN/m^2 と低い結果が得られた。

5.5 盛土部の側方移動量

図-14は、盛土法尻部に設置した変位杭の挙動を盛土部の側方移動量として示している。これによると側方移動量の最大実測値は、1cm程度（変位杭1（法尻より1mの杭））と誤差範囲の値であり、数値解析で予測した側方移動量10cmを大幅に下回っている。これは改良部の発現強度が設計値の4倍にも達しており、予想以上に改良部の側方流動抑止効果が得られたためと考えられる⁶⁾。

6. まとめ

今回の検討により、数値解析結果（2次元弾塑性圧密変形解析）と実際の現場計測結果の比較から以下のことが言える。

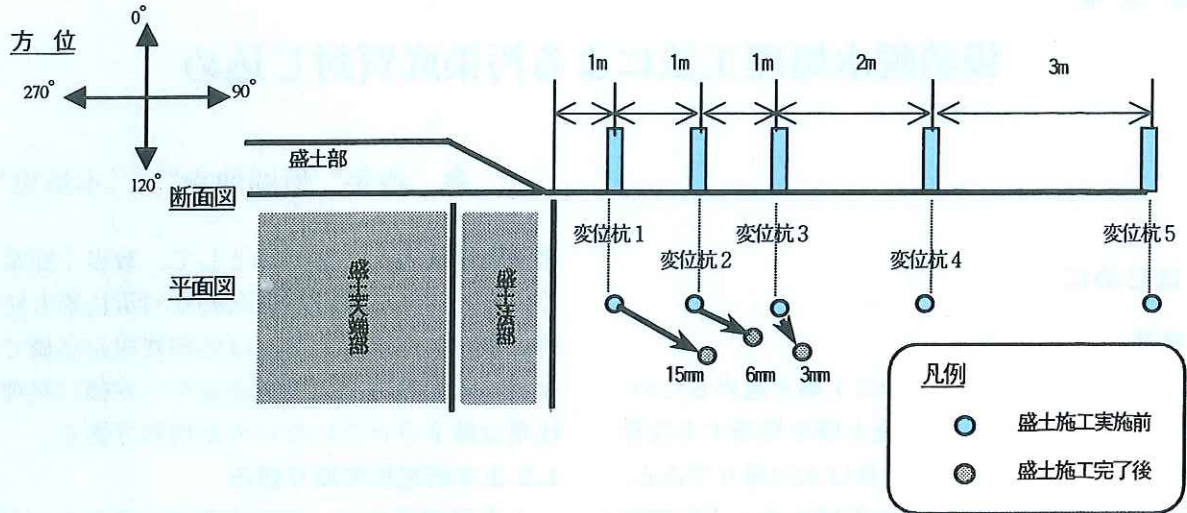


図-14 盛土法尻部の側方移動量

- (1) 改良部の水平挙動については、盛土施工完了までの計測結果と数値解析結果は概ね合致している。
- (2) 盛土施工時の改良部の法肩側では、改良杭頭の土圧実測値が、盛土荷重に上回る“応力集中現象”を示した。

今回の計測結果と数値解析結果の比較は、変形の過程が多少異なるものの、概ね一致する結果が得られた。しかし、工事現場における対象地盤は、多種多様に渡るため、今後も検討が必要である。

今後の課題として、実現象として生じた杭体挙動のモデル化が挙げられる。現在は a) せん断変形への抵抗、b) 曲げ変形への抵抗を考えているが、実際には非常に複雑な挙動を示している。このため、どの程度モデル化として再現する必要があるか、今後検討しなければならない。

また、本稿では触れていないが、解析結果では長期的(施工後4年)に、法肩側の杭頭部に改良強

度以上の鉛直応力が生じる結果を得ている⁶⁾。

このため長期的な改良杭の動向を把握しなければならない。現場では計測を継続しており、挙動のモデル化と合わせて、より実態に即した解析、設計法を確立したい。

参考文献

- 1) (財) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル, 1999.6
- 2) 野津光夫、細谷芳巳他：DJM 改良強度のばらつきを考慮した盛土の安定計算, 第 35 回地盤工学研究発表会, 2000.6
- 3) 関東地方整備局大宮国道工事事務所：圏央道川島地区地盤改良検討業務委託報告書, 1999.2
- 4) 稲垣太浩、福島勇治他：深層混合処理工法に求められるニーズに応じた設計・施工体系の構築として, 第 40 回地盤工学シンポジウム, 2001.11
- 5) 浅岡顕、中野正樹、野田利弘他：構造を有する粘土の 1 次元遅れの沈下挙動, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.81-82, 1999.7
- 6) 大平久和、橋本聖、野津光夫他：深層混合処理工法による安定対策を施した軟弱地盤上の盛土の動態観測結果, (月刊) 土と基礎, 2 月号, 2001.

橋本 聖*



北海道開発局札幌新道建設事務所
工事課計画係
(前 独立行政法人土木研究所技術
推進本部施工技術チーム研究
員)
Hijiri HASHIMOTO

大平久和**



(前 技術推進本部施工技術チー
ム交流研究員)
Hisakazu OHDAIRA

大下武志***



独立行政法人土木研究所技術推
進本部施工技術チーム
主席研究員
Takeshi OHSHITA