

北条砂丘砂における盛土の沈下解析

Settlement Analysis of Hojyosakyu-sand by Embankments

佃 哲範 Tetsunori TSUKUDA (株ジーアイシー)
 尾崎 浩一 Kouichi OSAKI (株ジーアイシー)
 藤村 尚 Hisashi FUJIMURA (鳥取大学工学部)

軟弱地盤上に盛土を行う場合に、施工の安定性は実測値によって評価されているが、その結果いかんでは施工の一時中止も必要とされる。現場サイドからは工程管理のため高精度の変形予測が望まれているが、粘性土地盤では圧密変形と非排水せん断変形が同時に生じるため、変形予測は困難を極めている。一方、要求される予測期間は盛土の立上げまでの比較的短時間であり、この予測を可能とするため地盤の非線形挙動を微小期間に分割し、その期間内の変形を弾性変形として扱うことで変形予測を可能にしようと試みている。検討対象とした地盤は、緩い砂質土であり従来より指摘されているように即時沈下が発生した。盛土による変形は鉛直下方方向のものが卓越し、側方への影響は極めて少ないものであった。また、体積収縮による沈下が発生するが物性値に変化を及ぼすものではなく、このような条件下での盛土載荷時の変形は弾性変形としての取り扱いが可能となる。弾性係数を逐次修正することにより、弾性係数は一定値に集束し、沈下現象の再現が高精度に行われた。また、自然地盤の弾性係数は均一ではないが、沈下対象となる地盤を均一な弾性体と仮定して弾性解析を行うことが可能であることが確認された。

キーワード：盛土，砂質土，安定予測，弾性変形，逆解析，動態観測，有限要素解析，即時沈下 (IGC: D05)

1. はじめに

軟弱地盤上の盛土構築では安定管理として動態観測が実施され、地表面の鉛直方向の沈下量と水平方向の変位量の相対的な変位を以て施工の安定性を評価している。ここで沈下量、変位量ともに盛土基礎地盤の地表面に生じる変形であるが、この変形は盛土による応力が伝達される範囲内での微小変形の総和と捉えることができる。現在、盛土によって生じる基礎地盤内の複雑な応力状態を正確に予測して、土の応力-変形関係のメカニズムを理解するには至っていない。

施工現場では、動態観測結果が情報化施工として利用されているが、基礎地盤の破壊徴候が生じた時点で初めて危険性が指摘される。この場合、施工は一時中断を余儀なくされ、また、安定性の回復を予測することも出来ず、工事再開時期は“神のみぞ知る”状態で待機が続けられる。

一方、既存の安定管理手法¹⁾は非常に優れたものであることは疑うべきもなく、何よりもその採用実績がこの手法の信頼度を高めている。土の応力-変形関係が十分に解明されていない今、盛土施工時の安定管理として利用されるだろう。

工事において工程管理は重要なファクターであるが、前に述べたように危険側の徴候が認識された場合に工程の見通しは全く立たなくなる。しかし、危険側の挙動を発現する以前に盛土を一時停止することが出来れば、全体工程の短縮につなげることが可能と考えられ、実工事においては2~3日後の変形予測といえどもその実用性は非常に高いものと考えられる。

非線形材料である土は完全な弾性体ではないが、地表面の変形が発生する原因は盛土荷重の変化であり、また、

基礎地盤の急激な状態変化も生じるものとは考えにくい。これらのことから基礎地盤の変形を微小期間内に限り弾性体と仮定することで、地表面変位の近似値が得られるものと考えている。

本研究は、限られた期間内の地表面変形予測を目的としている。このため、地盤変形を近似的に弾性変形と捉え、動態観測による地盤の変形量に相当する弾性係数の逆計算を行う。得られた弾性係数を用いて次段階の沈下量と水平変位量を予測し、盛土施工性の安定性を評価することを目的としている。

2. 地形地質

計測地は鳥取県中部の海岸線を形成する北条砂丘内とした。北条砂丘は天神川河口から西側12 kmに達している。南北方向には海岸線から約1.8 km程度となり面積1,100haに渡る海岸砂丘である。北条砂丘は土砂の供給源となる天神川流域の花岡岩地帯から排出された砂が、日本海の漂砂となり、風や潮流・波浪などによって堆積したものである。

基盤岩はGL-50m以下の深部に伏在するとされ、また、砂丘の深部には粘性土層の存在も推定されている。しかし、盛土工事の工学的な対象となるものは新旧に2分される砂丘である。更新世末期の堆積によるものを古砂丘、完新世の堆積を新砂丘と区分しており、両者の間には大山火山活動の噴出物が介在している。工学的には、大略、新砂丘がN値10~20、古砂丘のN値が20以上となる²⁾。

3. 観測結果

対象とする盛土形状を図-1に示す。盛土は、道路盛

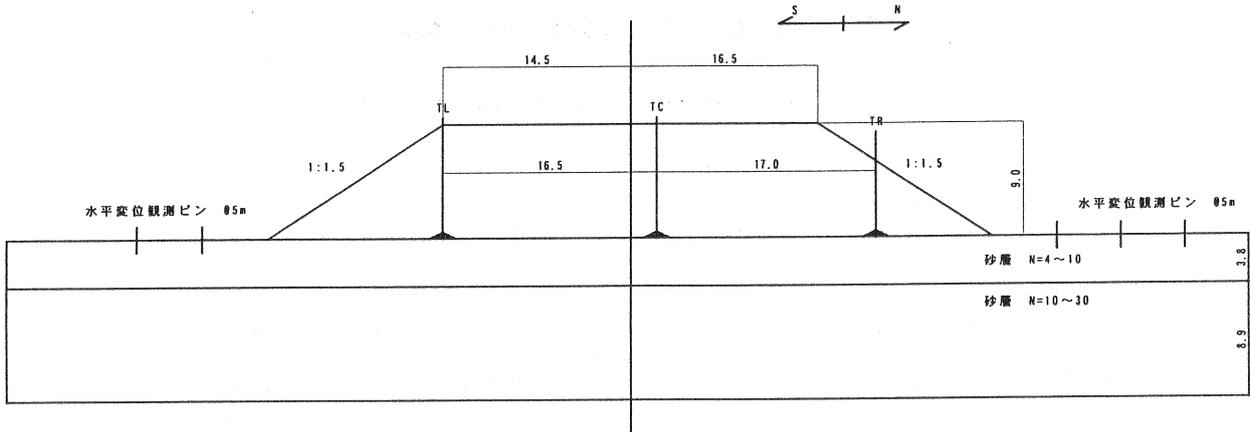


図-1 検討モデル

土部を横断するボックスカルバートの建設位置であるが、ボックスカルバートの不同沈下を抑制するためのプレロードとして構築された。

すでに前後区間は路体盛土が構築されており、路体盛土の間を埋めるように縦断方向 33m×横断方向 29m、高さ 9m、盛土のり面勾配 1:1.5 で施工された。施工条件として、南側からのみ盛土材の搬入が可能であり、盛土は北側の盛立てが先行された。

基礎地盤の性状は 0.0~GL-3.8m 間がN値 4~10 の緩い砂層、GL-3.8~-12.7m 間がN値 10~30 の中位の砂層である。ボックスカルバートの沈下は上記の両砂層を対象としている。

盛土による基礎地盤の変形量は、沈下量を盛土内の 5 箇所に設置した沈下板、沈下並びに水平変位は南側が横断方向のり尻より 5m、10m の 2 箇所、北側がのり尻より 5m、10m、15m の 3 箇所に打設した観測ピンにより計測した。測定結果より盛土構築の基礎地盤は、盛土高さに応じて沈下が生じたが、盛土側部に設置された観測ピンには沈下、水平変形とも有意な変状は認められなかった。

沈下量の計測結果を表-1 に示す。

沈下量は盛土中央部(TC 地点)で最大となり、その沈下量は $S_i=0.179\text{m}$ となる。一方、B. K. Hough³⁾による沈下量は $S_b=0.197\text{m}$ 、また簡便式⁴⁾ $S_i = \frac{q_E \cdot B_m \cdot n}{E}$ による沈下量は $S=0.234\text{m}$ となる。

表-1 沈下量測定結果 (m)

	TL	TC	TR
6/17	0.000	0.000	-0.008
6/20	0.000	0.000	-0.037
6/23	0.000	-0.012	-0.055
6/24	0.000	-0.012	-0.055
6/27	0.000	-0.079	-0.059
7/2	-0.089	-0.147	-0.062
7/9	-0.132	-0.177	-0.062
7/11	-0.161	-0.178	-0.062
7/16	-0.173	-0.179	-0.063

図-2 に盛土形状と沈下量を示す。今回の盛土構築は施工条件として、北側から盛り立てる必要があり、特に初期段階では左右不均衡な盛り立てとなった。このため、逆解析に用いる盛土センター部(TC)の実測沈下量が観測可能となったのは 6月27日以降であった。

盛土は当初、北側部分から盛り立てられ、沈下量も盛立てに呼応して増大している。7月2日に盛土中央部では計画高さ 9m まで立ち上げられ、沈下量は $S_i=0.147\text{m}$ に達している。この後、盛土南側のみ施工されるが盛土中央部の沈下量の変化は少ない。最終沈下量は $S_i=0.179\text{m}$ となり、0.032m 増えたのみである。また、南側では、北側に比べ 3 倍程度となる $S_i=0.173\text{m}$ の沈下を示している。

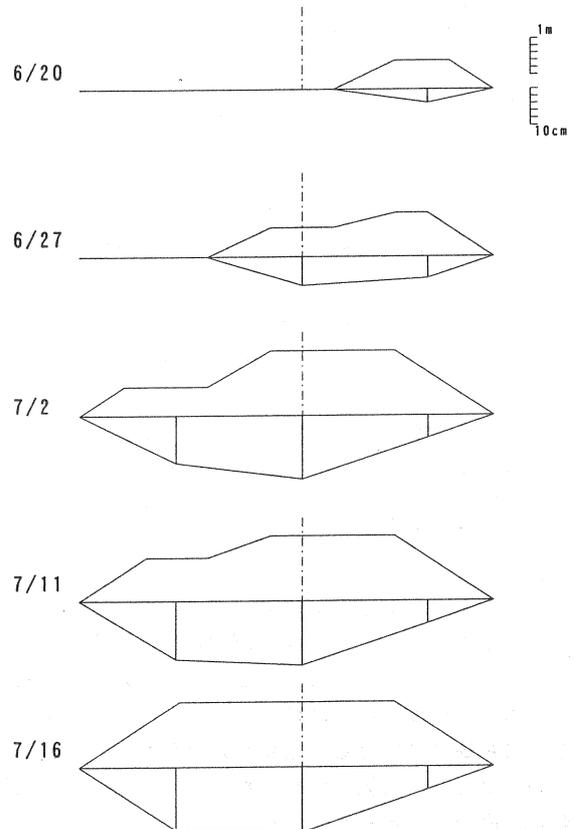


図-2 盛土形状と沈下量の変化

盛土完成形状での各沈下板直下の地中増加応力は、それぞれ南側が $\Delta P_{TL}=125$ (kN/m²)、センターが $\Delta P_{TC}=150$ (kN/m²)、北側が $\Delta P_{TC}=95$ (kN/m²)である。地中増加応力の差に比べ、北側の沈下量は南側の1/3程度と著しく小さなものである。沈下対象層の層厚が南側と北側で異なる可能性も考えられるが、法肩から法尻への荷重軽減が大きく作用したとも考えられる。砂地盤の沈下は、直上部の荷重の影響が大きいものと判断できるが、現段階で詳細は不明である。但し、側方部での水平・沈下変位が極僅かなものであったことと整合が取られている。

基礎地盤の沈下曲線として盛土中央部で測定された結果を図-3に示す。盛土構築に対して発生する沈下は高いレスポンスを示しており、砂質土地盤に生じる沈下は即時沈下とされているが、これが正しいことが証明され、残留的な沈下の継続は生じることがない。

各施工段階で測定された沈下量と地中増加応力の関係を図-4に示す。地中増加応力はそれぞれ沈下板設置位置の直下、対象砂層の中間部となるGL-6.4mの位置であり、Boussnesqの式により求めた。盛土中央部に設置された観測点TCでは地中増加応力と沈下量に明瞭な相関関係が見いだされる。また、盛土端部に設置されたTL、TRについても相関性が見いだされるが、若干バラツキが生じている。

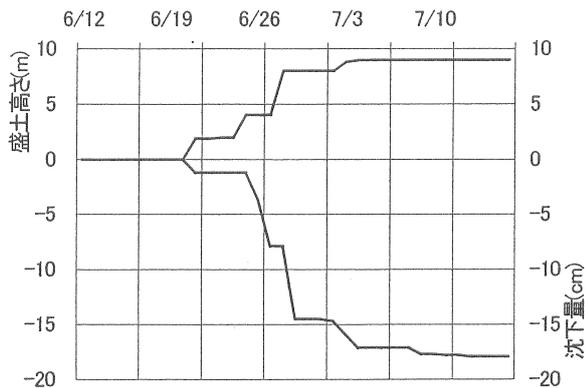


図-3 沈下曲線(TC地点)

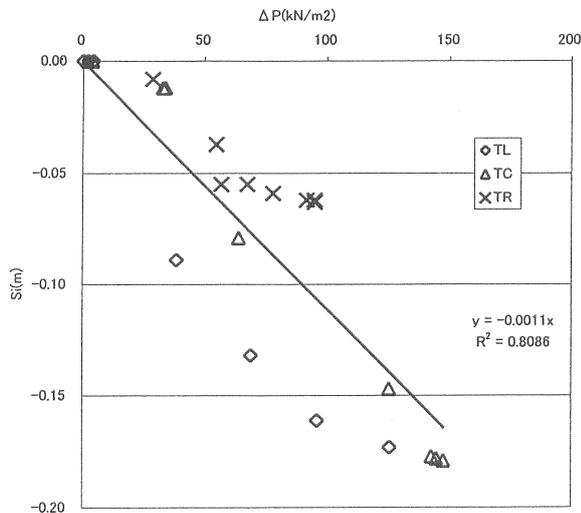


図-4 沈下量と地中増加応力の関係

観測結果から、盛土によって生じる砂質土地盤の沈下は、即時沈下であり、沈下量は盛土荷重に比例する。また、側方変位を伴わない沈下現象であることが理解される。

4. 解析手法

沈下対象層の弾性係数は複数層に分かれていることが予想されるが、複合材料である地盤を均一材料と見なし図-5に示すモデルとした。これは、初期段階で複数層の細分が可能となったとしても、荷重の増加による材料特性の変化を予測することは困難であり、またこれを仮定した場合に問題は複雑化する。さらに、目的とする変形量の把握は地表面に生じる変形であるが、この変形は細分された各層で生じた微小変形の総和として発現されるためである。

また、のり尻側方部に変形が生じなかったことは特筆すべき現象であり、解析モデルの境界条件として入力する。側方部に変位が生じなかったことは、盛土のり尻の鉛直方向にせん断変形が生じたことが考えられ、変形の伝達はのり尻部までと考え、のり尻両端部を水平方向に拘束してモデル化した。

沈下現象が弾性変形で、対象地盤が均一な弾性係数を持つ地盤と仮定すれば、沈下量の実測値と計算値の差は弾性係数の設定が問題になり、実測沈下量の近似値が得られるように弾性係数の修正を行う。次段階の盛土施工に伴う沈下量は修正された弾性係数を用いて予測を図る。そして逐次、弾性係数の修正を実施し実測結果との対比を行った。解析の手順は以下のとおりである。

- ① 基礎地盤を均一地盤と見なし、初期値 $E=E_0$ を入力する。
- ② 盛土荷重を作用させ、沈下量を計算する。
- ③ 実測沈下量との対比を行い、必要ならば弾性係数の修正、収斂計算を行い、実測沈下量の近似値を得る。
- ④ 次段階の盛土荷重について、逆算された弾性係数を用いて解析を行う。

解析のフローチャートを図-6に示す。

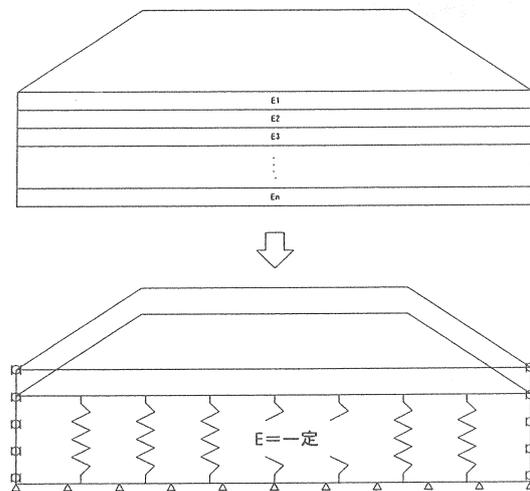


図-5 解析モデル

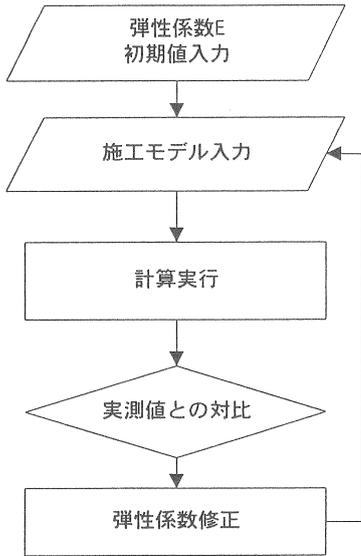


図-6 逆解析のフローチャート

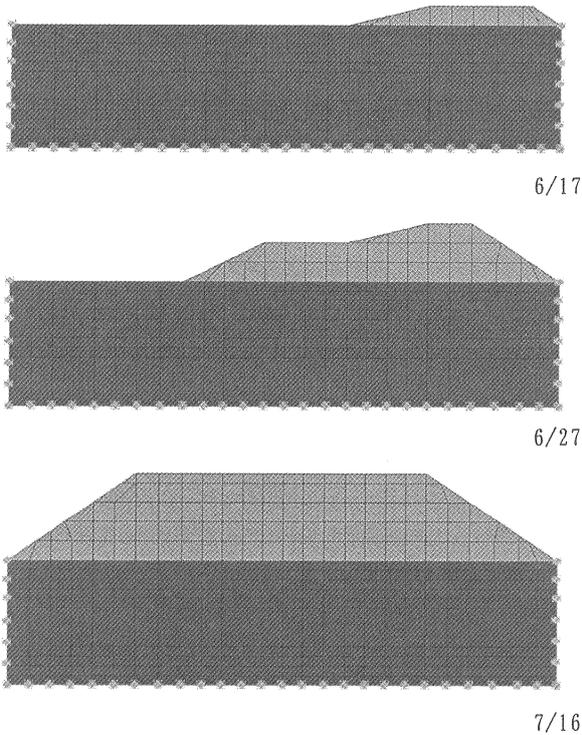


図-7 解析メッシュ図

5. 変形解析結果

図-7 に示すメッシュに分割して、盛土施工時の変形を解析した。

また、比較検討として、基礎地盤に以下の2種類の弾性係数を設定し各施工段階の沈下量を計算した。

検討対象地盤は、「ゆるい～中位」の締まり具合の砂層であるため、ポアソン比は $\nu=0.3$ を採用した。

- ① 沈下対象地盤の弾性係数が均一であるものと仮定し、平板載荷試験で得られた地盤反力係数 $k_v=1123\text{kN/m}^3$ より次式⁵⁾を用いて換算し、弾性係数 $E=26500\text{kN/m}^2$ とする。

表-2 解析結果一覧(盛土中央部) (m)

日付	実測値	E=2700	E=N	修正 E
6/17	0.000	0.000	0.000	0.000
6/20	0.000	0.000	0.000	0.001
6/23	0.012	0.012	0.016	0.031
6/24	0.012	0.013	0.016	0.013
6/27	0.079	0.024	0.032	0.076
7/2	0.147	0.046	0.062	0.151
7/9	0.177	0.050	0.068	0.176
7/11	0.178	0.050	0.068	0.181
7/16	0.179	0.055	0.073	0.173

$$E=I_s \times B \times (1-\nu^2) \times k_v$$

ここで

- E: 弾性係数
- I_s : 基礎底面の形状と剛性によって決まる係数
- B: 基礎の短辺長さ
- ν : 地盤のポアソン比
- k_v : 地盤反力係数

- ② GL-3.8m を境に上下の2層に地盤を分割して弾性係数を与える。弾性係数はN値より上部・下部とも正規圧密された砂として、 $E=14N(\text{kg/cm}^2)$ 式⁶⁾より換算し、上部の緩い砂層(N=8)を $E=11000\text{kN/m}^2$ 、下部の中位の砂層(N=22)を $E=30200\text{kN/m}^2$ とした。

計算結果を表-2 に示す。また、盛土中央部(TC地点)の実測沈下量と計算結果の対比を図-8に、盛土南側(TL地点)を図-9に示す。

盛土中央部(TC地点)では、逐次修正された弾性係数を用いて計算を行ったものは6月24日を境として実測沈下結果と精度よく追随している。しかし、弾性係数を平板載荷試験、N値から求めたものは実測値との差が大きい。最終的には実測沈下量の30~40%の沈下量が計算されており、盛土の安定性が問われる完成直前での変形予測は困難である。

比較検討に用いたモデルの弾性係数は、平板載荷試験、N値のよるものとともに、対象地盤全体の剛性を高く評価し、沈下量が小さくなったものと考えられる。

盛土南側(TL地点)では、修正弾性係数を用いたものは、実測沈下量の85%程度と計算されるが、盛土施工の後半につれ誤差は小さくなる傾向にある。弾性係数を平板載荷試験、N値から求めたものは実測値の25~35%の沈下量を計算している。

また、修正された弾性係数の経時変化を図-10に示す。盛土開始直後の沈下量は小さなもので、この沈下を弾性変形と仮定した場合、弾性係数は1.5倍程度高く修正された。しかし、この時点では基礎地盤に直接、重機の走向荷重が作用しており地表面付近には動的な締固め作用が働いていたことが想定される。盛土高さが2m程度の低

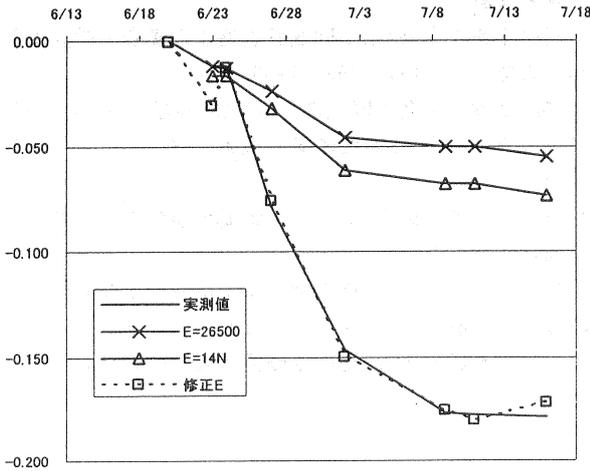


図-8 実測値と計算結果の対比 (TC 地点)

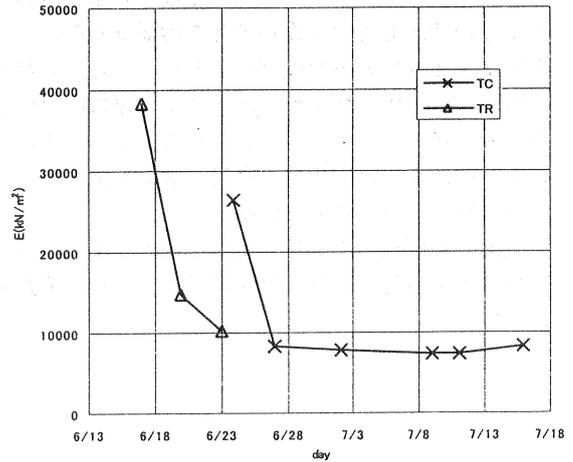


図-10 弾性係数の変化

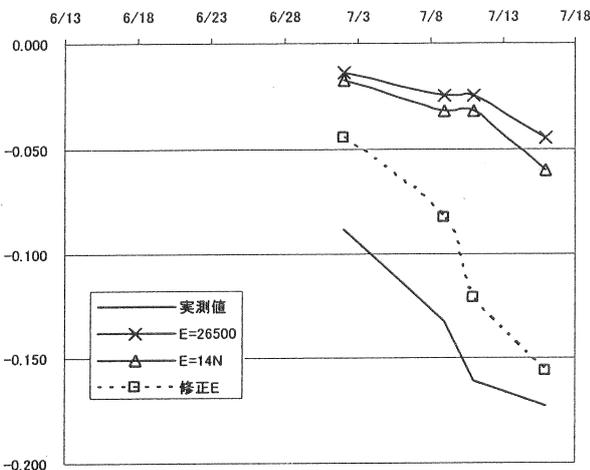


図-9 実測値と計算結果の対比 (TL 地点)

の計算も実測値に一致する。このことは、本盛土荷重過程による沈下は、弾性変形として取り扱うことで再現可能であるものと判断できる。また、解析条件として与えた弾性係数の異なる複数層からなる基礎地盤全体を均一な弾性体と仮定しても変形解析が可能であることを示唆するものとする。

6. まとめ

本研究は、軟弱粘性土地盤の盛土施工時の変形予測の基礎研究として始められたものである。緩い砂質土地盤についても、盛土による変形は非線形の挙動となることを予想していた。しかし、盛土による荷重レベルが基礎地盤の弾性変形領域であるため、弾性係数の変化は生じなかった。但し、実測沈下量から逆計算により弾性係数を修正し、以後の変形をこの修正値を用いて行う変形予測の有効性は確認され、この予測は高精度であることが判明した。

また、観測、解析を検討した結果、緩い砂質土地盤に盛土荷重が作用した場合に以下の結果を得ることが出来た。

- ① 荷重による応力は鉛直下方への伝達が卓越し、側方への分散は極めて少ないものと考えられる。
- ② 盛土により体積収縮(空隙の減少)が生じるが、体積収縮率が1.5%程度では基礎地盤の物性に变化が生じるレベルのものではない。
- ③ 必要とする変形予測を短期間と限定すれば、複数の弾性係数に分割される実基礎地盤であっても、均一な弾性係数のモデルと仮定した変形予測は可能となる。

本研究は始めたばかりであるが、盛土の変形予測に可能性を示唆したものとする。今後の課題としては、変形が線形領域を越えて非線形領域での挙動となる場合に修正された弾性係数を用いた変形予測の精度を確認する必要がある。この確認方法としては、さらに大きな荷重となる盛土の挙動測定あるいは非線形変形が明らかな粘性土地盤での実証で判明できると考えている。砂質土は

レベルの荷重では、基礎地盤全体を均一材料とするモデルでは変形が再現できないことが考えられる。

また、6月23日までは盛土北側に設けられたTR地点の実測沈下量を逆解析に用いているが、6月23日以降は盛土中央部に設けたTC地点の実測沈下量に変更した。地表面付近の締め固め作用がTR地点同様に作用していたと考えられ、解析当初の弾性係数の変化は著しく、弾性係数は $E=26500\text{kN/m}^2$ に上昇する。しかしながら、6月27日以降TR地点での最終となる修正弾性係数値 $E=14700\text{kN/m}^2$ に近づき、最終的には $E=7400\text{kN} \sim 8300\text{kN/m}^2$ で推移している。

砂層の弾性係数は、他の力学定数同様に砂の締め具合に依存すると考えられる。しかし、実測値から逆算された弾性係数が一定値に集束することは、基礎地盤内に力学的な状態変化が発生しなかったことを意味している。つまり、沈下層厚12.7mに対しての沈下量0.18mと体積収縮率1.5%程度の変形では、盛土開始と完了後の基礎地盤の性状に大きな変化は生じなかったと考えることができる。

弾性係数の変化は6月28日以降ほぼ集束し、沈下量

載荷後直ちに変形が生じるが、粘性土の場合は排水に伴う変形の時間的遅れが変形予測を困難なものとしている。粘性土は非線形変形が顕著になるものと考えられるが、これらの変形が弾性係数の修正により擬似的な弾性解析で予測可能となれば、盛土施工時の安定管理手法としての実用性は高いと言える。今後、解析事例を増やして実用化を図りたいと考えている。

なお、本原稿の作成にあたりご協力を頂いた国土交通省倉吉工事事務所並びに打吹建設株式会社に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) (社)土質工学会:第1回改訂版盛土の調査・設計から施工まで, pp. 287~293, 1990.
- 2) (社)地盤工学会中国支部:'96鳥取地盤図, p. 4, 1996.
- 3) 日本道路公団:設計要領第一集第1編土工, p. 206, 1994.
- 4) (社)日本道路協会:道路土工軟弱地盤対策工指針, p. 61, 1986.
- 5) (社)土質工学会:土質工学会基準地盤の平板載荷試験方法・同解説, pp. 67~70, 1984.
- 6) (社)日本建築学会:建築基礎構造設計指針, p. 153, 1988.