

# 盛土の沈下観測結果に基づいた段階施工の修正事例

備復建技術コンサルタント 小原 茂樹・今村 隆広・堀川 理恵

## 1. はじめに

一般に、軟弱地盤上に盛土を施工する場合、事前に地盤情報を得るための調査試験を行い、安定・沈下に関する検討結果を基に、施工環境・工期などの諸条件を加味して対策工の設計を行う。そして施工時には、それらの設計条件を踏まえて、動態観測により盛土工の構築をコントロールしていく。

しかしながら、地盤の不均質性、調査の頻度や精度、解析条件や方法、盛土施工速度等、不確定要素が融合し、当初計算予測値と動態観測結果がうまく一致したという報告は少ないのが現状である。特に、軟弱層が非常に厚い場合や高有機質土が堆積しているような地盤ではそれが顕著となることが多い。ここで、動態観測結果に基づき合理的な施工になるよう修正すべきであるが、多くは供用開始時期が決定されての設計・施工となり、工期的な余裕がなく盛土工の修正作業ができずに完工している。

本報文は、軟弱層が40m以上と非常に厚く堆積する地盤に、計画高約6mの盛土を構築するための対策工法としてクラベルコンパクションパイル処理工と緩速載荷工法（3段階施工）の併用工法を計画し、盛土施工においては動態観測を実施し沈下観測結果を踏まえて盛土厚の修正を行った事例について紹介する。

## 2. 地盤状況

当該計画道路区間は、広域的な微地形区分図<sup>1)</sup>は河川に囲まれた自然堤防となる沖積低地に区分され、砂質土を主体とした比較的良好な地盤が想定された。しかし、図-1に示すように現地において機械ボーリングを行った結果、深度5m付近に締まりの緩い砂質土層が分布している他は、N値4以下（0~2主体）の軟弱な粘性土が卓越しており、その層厚は40m以上になっていることが明らかとなった。

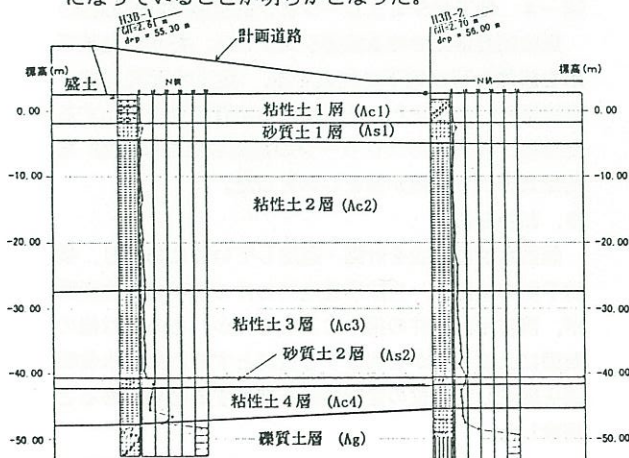


図-1 地盤状況

また、安定・沈下解析において定量的な地盤の性状を示すために室内土質試験を行った。それらをまとめたものが表-1である。

表-1 構成各層の物理・力学的特性

記号	土層名	コーン 貫入抵抗値 (kN/m)	物理・力学的特性				
			含水比 (%)	単体 (kN/m)	間隙比	一軸強度 (kN/m)	圧密 降伏応力 (kN/m)
Ac1	粘性子土1層	200~400	100~500	110~150	3.10~8.50	30~50	40
As1	砂質土1層	800~4000	40	170	-	-	-
Ac2	粘性子土2層	200~800	55~80	150~170	1.50~2.00	40~110	70~170
Ac3	粘性子土3層	800~1200	65	160	1.70	-	160~250
As2	砂質土2層	4000以上	30	190	-	-	-
Ac4	粘性子土4層	1200~4000	50	170	1.35	-	300
Ag	礫質土層	4000以上	-	-	-	-	-

この表に示すように、地盤上部に堆積する【Ac1】層は、含水比100~500%の有機質土主体で一軸圧縮強度も15~20kN/m<sup>2</sup>で、安定上の問題が予想された。また、深度7m以深に堆積する【Ac2~Ac3】層については、含水比が60~80%の範囲にあるものの圧密速度に大きく影響する排水層（砂層）の挟在が認められず沈下が長期に亘り継続することが予測された。

以上のように、当該地区では安定・沈下対策の両面について検討を進める必要があった。

## 3. 軟弱地盤対策工の選定

無処理地盤条件において、計画盛土高約6mを確保するためには必要盛土厚約11m（舗装荷重・交通荷重考慮）となり、沈下促進工と緩速載荷工法を併用する条件でもこの盛土厚を施工することは不可能と判断された。したがって、当該地区における対策工としては、すべり防止効果と沈下促進効果の両者が期待できるグラベルコンパクションパイル工法と緩速載荷（3段階載荷）の併用工法を計画した。

表-2には、その提案対策工の要旨について示した。

表-2 提案対策工

地盤処理仕様	盛土 載荷条件	各段階の有効放置期間：180日			
		h1	h2	h3	Sf
グラベルコンパクションパイル 打設間隔：2.2m正方形配置 打設長：L=30m	3段階載荷	5.4	8.7	11.1	373.2

※ h1：一次盛土厚(m) h2：(一次+二次)盛土厚 h3：(一次+二次+三次)盛土厚  
Sf：全盛土厚を施工した場合の最終沈下量(cm)

## 4. 動態観測結果

図-2には、盛土工の2次盛土工完了までの沈下観測結果について示した。盛土立ち上がり施工速度については、工事作業方法・順序等の関係から当初計画よりも違っていることから、はっきりとした比較はできないが、沈下速度についてはやや遅くなっている傾向



にあり、また沈下量については当初計算値よりもやや少なくなることが予測された。

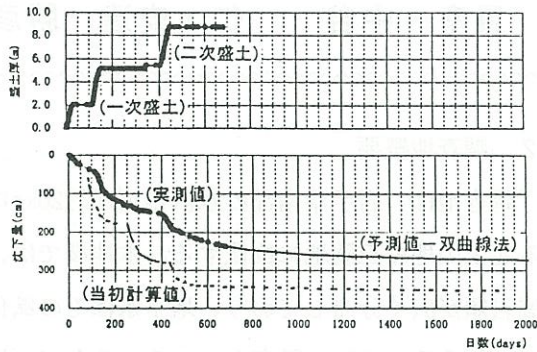


図-2 観測結果(盛土厚と沈下量の関係図)

また、表-3には各盛土施工段階で放置期間6ヶ月以上となった時点で、双曲線法により将来沈下予測を行って当初計算値との比較をしたものを示した。

表-3 当初計算値と実測からの予測値の比較

	一次盛土 (H1=5.4m)		二次盛土 (H2=8.7m)	
	当初計算値	双曲線法による予測値	当初計算値	双曲線法による予測値
最終沈下量 Sf(cm)	203.3	183.7	304.2	286.3
沈下量・盛土厚の比 Sf/H	0.376	0.340	0.350	0.329

### 5. 動態観測結果に基づいた必要盛土厚の修正

前掲表-1に示したように盛土厚と沈下量にはほぼ比例する関係が認められたことから、最終盛土となる3次盛土厚については、次に示す条件を設定して算出した。

- ① 盛土厚と沈下量は比例すると仮定。
- ② 舗装材と交通荷重(10kN/m<sup>2</sup>)は供用開始後の増荷重とし、盛土厚に換算して最小余盛量とした。

この条件から、計画盛土高に交通荷重等の増荷重を盛土高に換算した合計の全盛土高が、必要盛土厚から発生する沈下量を差し引いた盛土高さと同しくなるまで繰り返し計算を行い算出した。その計算結果についてまとめたのが表-4である。

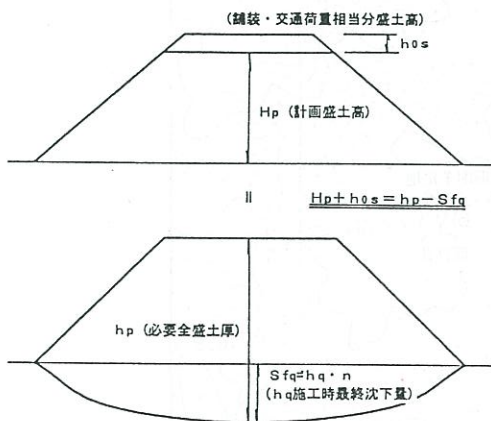


図-3 必要盛土厚の修正方法概念図

表-4 沈下観測分析結果に基づく必要盛土厚の算出

地盤高標高	GH (m)	2.700	
盛土高標高	H (m)	9.013	
沈下量	S2 (cm)	238.7	実測値
二次盛土厚	$h2=S2+H-GH$ (m)	8.700	
二次盛土最終沈下量	Sf2 (cm)	286.3	双曲線法による予測値
二次盛土最終盛土高	$H2f=h2-Sf2$ (m)	5.837	
盛土厚・沈下比	$n=Sf2/h2$	0.329	
計画盛土高標高	Hp (m)	9.178	
最少サーチャージ厚	hos (m)	0.602	舗装・交通荷重を盛土高に換算(盛土の単位190kN/m <sup>2</sup> )
必要盛土高	$Hq=Hp-GH+hos$ (m)	7.078	
必要全盛土厚	hq (m)	10.549	
hq施工時	最終沈下量	$Sfq=hq \cdot n$ (cm)	347.1
	最終盛土高	$Hfq=hq-Sfq$ (m)	7.078
必要三次盛土厚	$h3q=hq-h2$ (m)	1.849	
	$Hq-Hfq$ (m)	0.000	
提案三次盛土厚	h3q (m)	10.8	全盛土厚
	$(h3q-h2)$ (m)	(2.1)	3段階目の施工盛土厚
※当初計画盛土厚	hp (m)	11.1	

ここで、最終合計盛土厚は1層撤出し厚を30cmと考え、計算から求めた値の端数をこの値の倍数になるよう切り上げたものである。

以上より当初計画の全施工盛土厚11.1mに対して、沈下観測分析結果からは盛土厚が10.8mとなり、盛土厚30cm(1層撤出し厚相当)減じて良いと判断された。

### 6. おわりに

一般に、設計段階では、供用後の有害な残留沈下量を極力少なくすることや地盤の不均質性を考慮し、盛土の安定が確保できる範囲内でより多くの盛土で圧密沈下を促進するよう配慮する。しかも大きな手戻りにならないよう盛土立ち上がり時の沈下量が大きくなるよう設計するケースが多い。このような場合、より多くの調査・試験により設計沈下量の精度を向上させることが基本となる。しかし、不均質な地盤に実際の盛土を施工する段階では、盛土材の設計値との不一致などがあり、動態観測の実測値に基づく最も基本的な将来予測沈下量による盛土量の見直し修正が有効である。

今回の事例では、設計沈下量と二次盛土までの実測沈下量が近似していたため、修正の結果、僅か盛土厚1層(30cm)の軽減となった。しかし、造成工事等の大規模な盛土においては、より広い範囲の不均質な地盤上への盛土となるため、設計沈下量と実測沈下量との相違が大きくなることが考えられ、これらの見直しは重要となる。

本事例では、地盤の二次圧密現象や沈下時間との関係、さらに周辺地盤の引き込み沈下の影響等については分析できていない。今後、これらの課題を克服して、より精度の高い予測値、適切な盛土量の提言に努めて行きたいと考えている。

#### 【参考文献】

- 1) 宮城県：宮城県地震地盤図
- 2) 日本道路協会編：道路土工 軟弱地盤対策指針