

6.4. 地盤の透水性の検討

本調査ではAs1-1～Pg1までの砂質土層と砂礫層で現場透水試験を実施した。その結果は、4.2章にとりまとめ、以下の表-6.4.1のような結果となった。

透水性	透水係数 $k$ (m/s)										
	$10^{-11}$	$10^{-10}$	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
透水性	実質上不透水	非常に低い			低い		中位		高い		
対応する土の種類	粘性土 {C}	微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土 {SF} {S-F} {M}				砂および礫 {GW} {GP} {SW} {SP} {G-M}			清浄な礫 {GW} {GP}		
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験	変水位透水試験					定水位透水試験		特殊な変水位透水試験		
透水係数を間接的に推定する方法	圧密試験結果から計算	なし				清浄な砂と礫は粒度と間隙比から計算					

図-6.4.1. 一般的な土質と透水係数

(地盤材料試験の方法と解説, 平成21年11月, (社)地盤工学会より引用)

表-6.4.1. 現場透水試験結果一覧表

土層	試験区間(m)	試験区間長(m)	自然水位(GL-m)	平衡水位(GL-m)	透水係数 $k$ (m/s)
As1-1	7.5～8.0	0.5	1.40	2.13 (翌朝)	$1.4 \times 10^{-5}$
As1-2	16.0～16.5	0.5		1.63 (翌朝)	$9.9 \times 10^{-7}$
As1-3	23.0～23.5	0.5		3.44 (5時間)	$4.7 \times 10^{-6}$
As2-1	42.0～42.5	0.5		2.80 (翌朝)	$5.2 \times 10^{-6}$
As2-2	54.0～54.5	0.5		4.79 (3時間)	$8.3 \times 10^{-7}$
Pg1	64.0～64.5	0.5		3.61 (翌朝)	$1.1 \times 10^{-4}$

現場透水試験から、As1-1～As2-2の透水係数  $k$  は透水性で低い( $10^{-5} \sim 10^{-7}$ )単位に相当し、Pg1の透水係数  $k$  は透水性で中位( $10^{-4}$ )単位に相当する。また、今回の試験区間では、自然水位を基準とした静水圧分布以上の高い水頭を持つ地下水はないことが確認された。

調査結果から、極端に透水性が大きい土層は認められなかったが、地下水位はGL-1.40mと地表に近い深度に位置している。新しいごみ焼却施設の構造は決まっていないが、第1と第2クリーンセンターの構造では深度10m近く地下に掘り下げた構造となっていることから、今回の計画においても同程度の地盤掘削：地下水位以深での地盤掘削が伴うこととなる。今回の調査結果から確認された地盤構成を見ると、掘削対象となる土層は粘性土層であるAc1-1, Ac1-2が主体となり、部分的に砂質土層であるAs1-1が分布する(掘削時の地盤の安定性については後述する)。地盤の透水性・土層構成の面から見れば、地盤掘削時に多量の地下水処理を要するような地盤状況ではないと考えられる。

## 6.5. 設計・施工上の留意点

### 6.5.1. 地盤掘削時の問題点

地下構造物や構造物の基礎工の施工に際しては地盤掘削が伴う事となる。一般に軟弱な粘土層や砂質土地盤で掘削を実施する場合には、地山または土留め壁が安定することと同時に、根切り底面の安定性も確保しなければならない。既設のクリーンセンターでは深度10m近く掘り下げた構造となっていることから、今回も同程度の掘削が伴うと推測される。この場合、いわゆる地山を自立させた掘削でのオープンカットによる掘削は考えにくく、何らかの土留め壁を併用した掘削になると考えられる。土留め壁の選定は、掘削規模等の諸条件が決定した上で施工性、経済性の面から総合的に選定されるものであるため割愛するが、ここでは地盤掘削時の問題点について概説する。


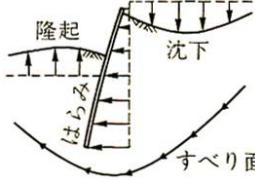
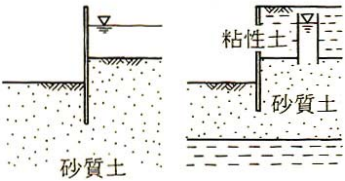
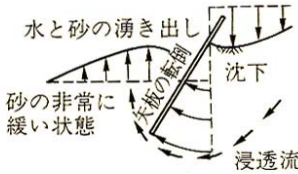
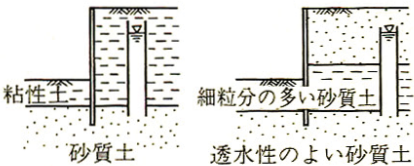
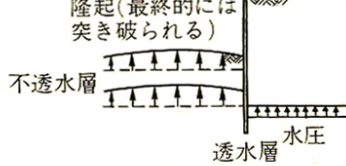
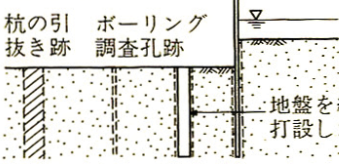
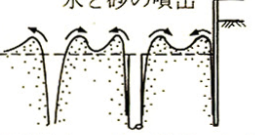
当地での状況から考えられる事象は以下の通りである。

- ・対象地の上部に分布する粘性土層 (Ac1-1) は、N 値が 0 回となるような極めて軟弱な粘土地盤である。このため、ヒービングが生じる可能性があるため、これらについての検討が必要である。
- ・盤膨れが最も危険な状態は、掘削底面下に粘性土層が薄く分布し、その粘性土の直下に被帯水層である砂質土層が分布している状況である。例えば、掘削底面に Ac1-1 層が分布し、その下位に As1-1 が分布するような場合である。この時、底面下の Ac1-1 の層厚が薄い程、その危険性は高まることとなる。

このような場合の対策としては

- ・ヒービングには土留め壁の根入れと剛性を上げること
- ・盤膨れには粘性土直下にある砂質土層の水圧（水頭）をディープウェルにより下げる、または掘削底面の粘性土自体を改良するなどの対策が考えられる。

表-6.5.1.1. 掘削底面の破壊現象

分類	地盤の状態	現象
ヒービング	 <p>掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合。主として沖積粘性土地盤で、塑性・含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合</p>	 <p>土留め背面の土の重量や土留めに近接した地表面荷重などにより、すべり面が生じ、掘削底面の隆起、土留め壁のはらみ、周辺地盤の沈下が生じ、最終的には土留めの崩壊に至る</p>
ボイリング	 <p>地下水位の高い砂質土の場合。土留め付近に河川、海など地下水の供給源がある場合</p>	 <p>遮水性の土留め壁を用いた場合、水位差により上向き浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように湧き上がり、掘削底面の土がせん断抵抗を失い、土留めの安定性が損なわれる</p>
盤ぶくれ	 <p>掘削底面付近が不透水層、水頭の高い透水層の順で構成されている場合。不透水層としては粘性土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる</p>	 <p>不透水層のため上向き浸透流は生じないが、不透水層下面に上向き水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は掘削底面が浮き上がり、最終的には不透水層が突き破られ、ボイリング状の破壊に至る</p>
パイピング	 <p>ボイリング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがしやすい状態がある場合。人工的な水みちとしては上図に示すものがある</p>	 <p>調査孔跡など 杭の周辺 矢板の周辺 地盤の弱い箇所の細かい土粒子が浸透流によって洗い流され、土中に水みちが形成され、それが順次上流側に及び、粗い粒子をも流し出し、水みちが拡大する。最終的にはボイリング状の破壊に至る</p>

(地盤の安定/仮設構造物, 平成5年11月, 鹿島出版会より引用)

### 6.5.2. 造成盛土による地盤の圧密沈下

一般に粘性土は、その堆積履歴、荷重履歴の違いにより、「未圧密粘土」、「過圧密粘土」、「正規圧密粘土」の3種類に分類される。これらは圧密降伏応力  $p_c$ （過去に受けた荷重履歴の最大値）と現在の有効土被り圧  $p_o$  の関係から知ることができ、それぞれ

- ①  $p_c = p_o$  : 正規圧密
- ②  $p_c > p_o$  : 過圧密
- ③  $p_c < p_o$  : 未圧密

な状態をいう。上記③は現在においても圧密沈下が生じ続けている途中の状態であり、特殊なケースである。通常は①または②である場合が殆どである。土質試験結果の章でもこれらについての説明を行ったが、現況の有効土被り圧  $p_o$  と圧密試験結果から得られた圧密降伏応力  $p_c$  を比較した場合、当地に分布する粘性土層は正規圧密～若干の過圧密な状況にあることが確認された。建設計画において、地盤上に直接荷重が載荷される様な計画がある場合（例えば造成盛土、直接基礎等の構造物の荷重）には、その荷重により地中応力が増加して粘性土層の圧密沈下を発生させることとなる。発生する圧密沈下量は、地盤に載荷される荷重の程度に比例するが、先に述べた現況の有効土被り圧と圧密降伏応力の関係によりその程度が異なる。新たに載荷される荷重  $\Delta p$  によって、 $p_o + \Delta p$  が圧密降伏応力  $p_c$  を超えるような場合には正規圧密～未圧密領域となり大きな圧密沈下量が発生する。逆に、圧密降伏応力を超えない範囲であれば過圧密領域（過去に経験した荷重の範囲内）であるために弾性的な挙動となり生じる圧密沈下量も相対的に少ない。

ここでは、仮に造成盛土を行った際の地盤の圧密について簡単な考察を加える。建設計画の詳細が分からないため、以下の状況を仮定する。

- ・ 造成範囲：50m×50m の正方形範囲
- ・ 盛土高さ：1m
- ・ 盛土材料：砂（単位体積重量 19kN/m<sup>3</sup>）
- ・ 地盤状況：ボーリング調査地点 No. 1

現況の有効土被り圧  $p_o$ 、造成盛土後の有効土被り圧  $p_o + \Delta p$ 、圧密降伏応力  $p_c$  の関係を地中応力の深度分布図として次頁の図-6.5.2.1 に示す。

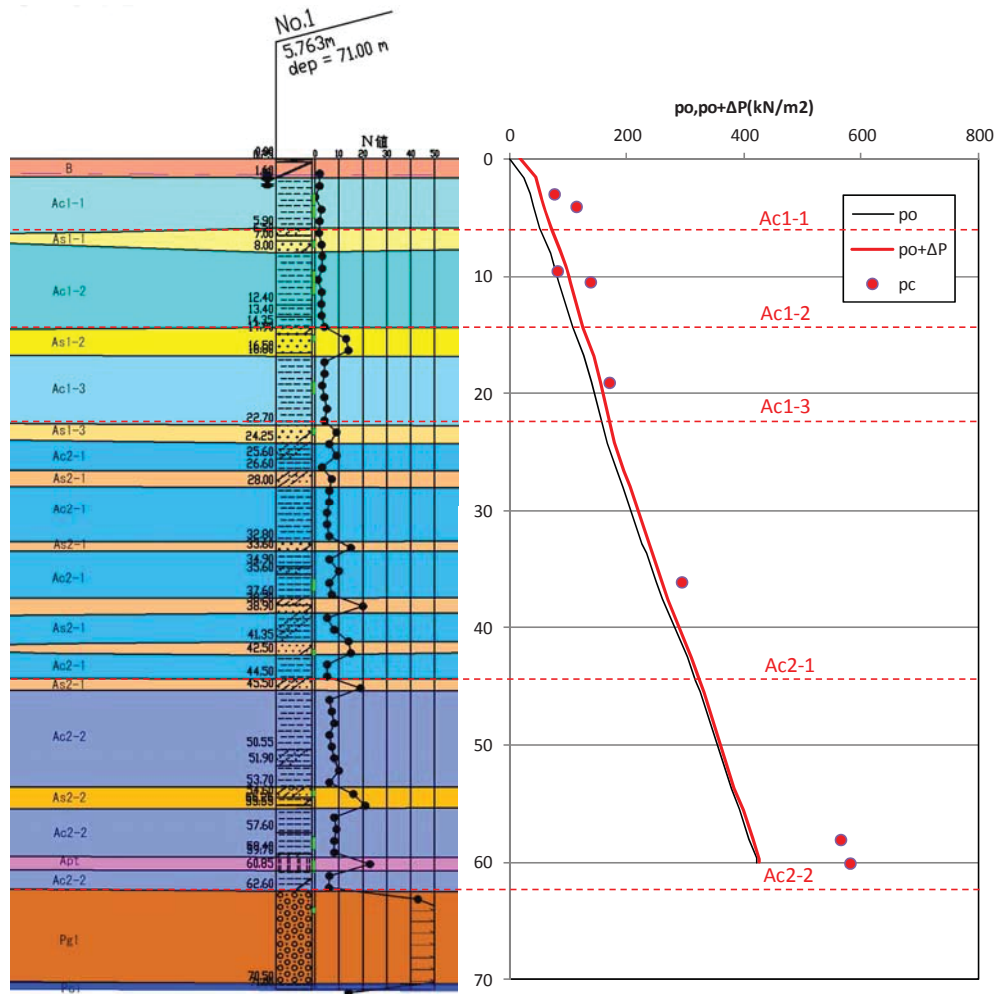


図-6.5.2.1. 地層構成と地中応力の深度分布図

深度分布図には、造成前（現況）の有効土被り圧  $p_o$  を黒線、造成後の有効土被り圧  $p_o + \Delta P$  を赤線、圧密試験結果で得られた圧密降伏応力  $p_c$  を赤丸で示している。ある任意の深度に着目し、同一深度における  $p_o + \Delta p$  のラインが  $p_c$  よりも小さい方に位置している場合には過圧密領域となり、生じるであろう圧密沈下量は相対的に少ない。逆に  $p_o + \Delta p$  のラインが  $p_c$  よりも大きい方に位置している場合には正規圧密～未圧密領域となり生じる圧密沈下量は大きい。

圧密降伏応力  $p_c$  の深度分布には多少のばらつきはあるが、造成盛土により Ac1-1～Ac1-3 層が正規圧密に近くなりそうである。次に、この Ac1-1～Ac1-3 層を対象として、実際にどの程度の圧密沈下量が生じるのかについて試算を行ってみる。次ページ以降に試算の方法について概説する。



【計算方法】

・地中増加応力の計算

造成盛土荷重は長方形の等分布荷重  $q$  として計算する。隅角下の深さ  $Z$  における地中増加応力：  $\sigma_z$  の計算はブーシネスクの式を積分した式を使用する。

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\}$$

$\sigma_z$  : 地中応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q$  : 地表面に作用する鉛直等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$m$  :  $b/z$  ( $b$  : 短辺長さ  $m$ )

$n$  :  $a/z$  ( $a$  : 長辺長さ  $m$ )

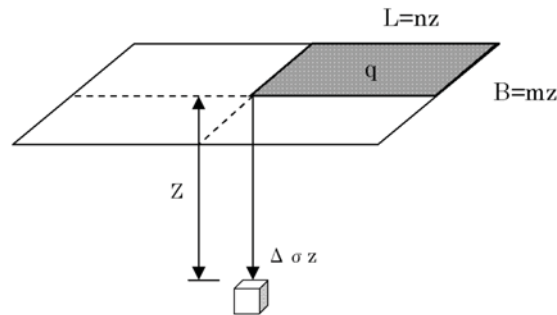


図-6.5.2.2. 長方形面積等分布荷重による土中応力

・圧密沈下量の計算

盛土荷重による圧密沈下量は、 $e \sim \log p$  曲線を用いた以下に示す式より計算する。

$$S_c = H \cdot \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

$S_c$  : 圧密沈下量(cm)

$e_0$  : 圧密層の初期間隙比

$e_1$  : 圧密層の圧密後間隙比で、 $p_0 + \Delta p$  に対応する間隙比

$p_0$  : 荷重前の有効土被り圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta p$  : 荷重による増加応力(kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 圧密層の層厚(cm)

・圧密沈下時間の計算

圧密に要する時間は、次式により計算される。

$$t = \frac{D^2}{c_v} \cdot T_v$$

$t$ : 圧密に要する時間

$D$ : 最大排水距離(m)

圧密層厚を  $H$  とすると

両面排水の場合: $D=H/2$

片面排水の場合: $D=H$

$c_v$ : 圧密係数( $\text{cm}^2/\text{d}$ )

$T_v$ : 時間係数

各圧密層の平均圧密度  $U$  に応じて図-6.5.2.3 に示す値を用いる

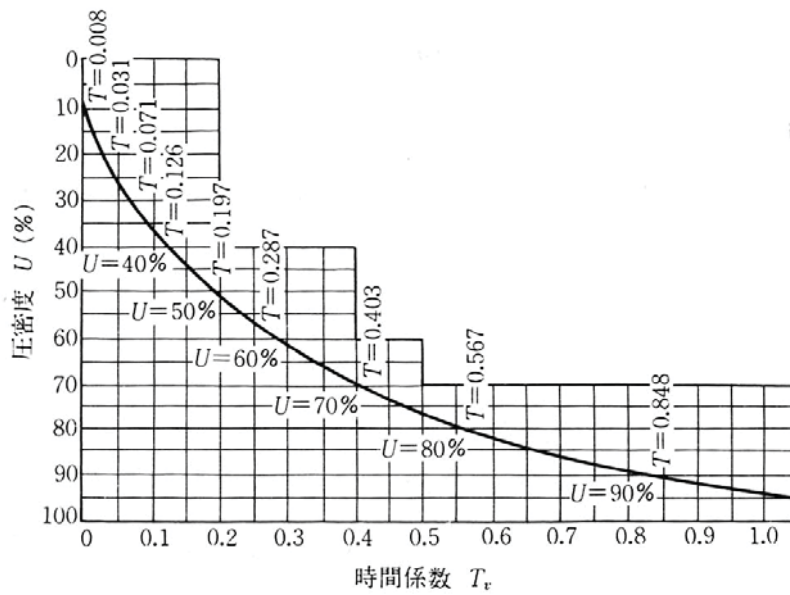


図-6.5.2.3. 圧密度  $U$  と時間係数  $T_v$  の関係

(道路土工 軟弱地盤対策工指針、(社)日本道路協会より引用)

ここで圧密度  $U$  に達したときの沈下量を  $S_{ct}$  とすれば、圧密沈下量  $S_c$  との間に次式の関係が成り立つ。

$$S_{ct} = S_c \cdot U$$

$S_{ct}$  : 圧密度  $U$  に達したときの沈下量(cm)

$S_c$  : 最終圧密沈下量(cm)

$U$  : 平均圧密度

【試算結果】

試算結果を表-6.5.2.1、6.5.2.2 に示す。また、圧密沈下時間曲線図を図-6.5.2.4 に示す。なお、沈下量の計算を行った地点は、盛土の中央である。

表-6.5.2.1. 圧密沈下量試算結果

層名	層厚 (m)	有効土被り圧 $p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 $\Delta p$ (kN/m <sup>2</sup> )	沈下量 $S$ (cm)
Ac1-1	4.30	61.05	18.95	7.4
Ac1-2	6.35	178.95	18.00	10.2
Ac1-3	5.90	316.44	15.29	4.5
合計				22.1

表-6.5.2.2. 圧密沈下時間試算結果

圧密度(%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
経過日数(日)	8	28	61	109	174	266	405	628	1044	—
沈下量(cm)	2.2	4.4	6.6	8.8	11.0	13.2	15.4	17.6	19.8	22.1

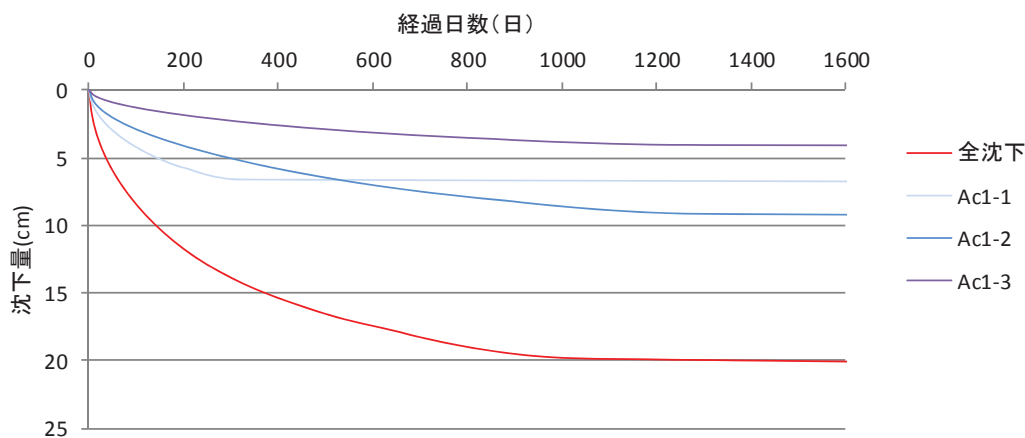


図-6.5.2.4. 圧密沈下時間曲線図



造成盛土（高さ 1m）による圧密沈下量は約 22cm と試算される。また、圧密沈下時間については、一般的に言われている圧密が 90% 終了する時間（圧密度 90%）で言えば 1044 日（約 2 年 10 ヶ月）を要する試算結果となった。全体計画の詳細が不明であるため、この沈下量・沈下時間が許容されるものかの判断はできないが、造成盛土による圧密沈下が生じた際に考えられる主立った問題としては、例えば杭で支持された構造物との接合部に生じるであろう段差（構造物の浮き上がりの現象）や、地中埋設管の変形などが考えられる。これらの被害を軽減するためには、盛土後に可能な限り放置期間を設けて圧密沈下を進行させた後に構造物を施工する方法が理想的ではあるが、実際に施工される造成盛土の規模、全体の施工工程が具体化した時点で検討を行い、必要な対策を行う必要がある。

—以 上—