技術メモ

神門　誠

1. まえがき

今までにいろいろなトラブルに立ち会い、原因究明と対策工法を検討してきた。

土には、人間の顔と同じようにいろいろな顔があり、性格も異なっているため、その性質をよく理解していないとトラブルが生じ易い。水、振動、攪乱等の影響に左右され易いので十分な注意が必要であります。

本文は土に関わって半世紀以上になるが、若い技術者の参考になればと、思い付くまま土質の取扱や留意すべきことについて、「技術メモ」として整理したので、今後の業務に参考になれば幸いである。

2. 技術メモ

技術メモ(1)　河川砂の透水係数について

透水係数は粒径、均等係数、間隙率、飽和・不飽和条件等によって影響されますので、土質条件、地層の成立ち等を十分理解して推定する必要があります。

斐伊川河川の旧支川である旧飛行場跡地の河川砂について、透水係数を室内試験、現場実証試験を行って推定したので紹介する。

砂の透水係数は、表-1.1 のクレーガーの方法を利用して推定することができる。尚、クレーガーの 20%通過径(D_{20})と透水係数との関係は、細粒土を多少含んだ砂質土の透水係数を実験で求め表したもので、(D_{20})が 0.03 ㎜以上、砂分含有率 70%条件。

供試体の粒度試験の粒径加積曲線(図-1.1)から礫分:29.2%、砂分:68.9%細粒分:1.5%である。従って、クレーガーの(D_{20}) の分類では、中粒砂に分類されるが粗粒砂になる。

表-1.1　２０%粒径（D_{20}）と飽和透水係数の関係（クレーガーの方法）

D_{20}(mm)	k(cm/s)	土質分類	D_{20}(mm)	k(cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.3	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.5	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}	微粒砂	0.9	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.10×10^{-3}		2.0	1.80	細礫

(出典：掘削のポイント　土質工学会)

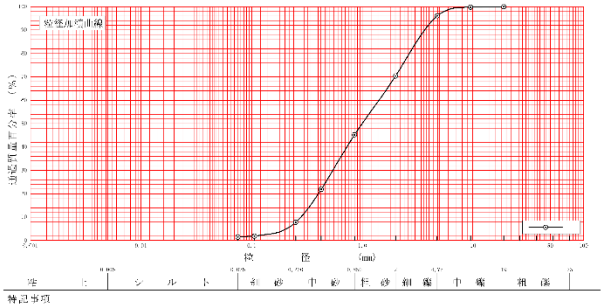


図-1.1

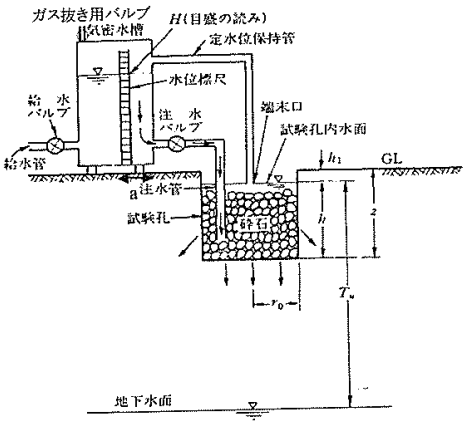
飽和透水係数は　k≒0.05㎝/s　となる(実際には粗粒砂に分類でき、これより大)。

室内透水試験(定水法)の結果では、飽和透水係数　k≒0.101 ㎝/sが得られている。

現場透水試験試験結果

本試験の目的は、雨水浸透マスの課題確認のため、設計雨量に対する浸透能力を現場実証実験を行い確認した。その結果から得られた透水係数を「地盤工学会による不飽和地盤の原位置試験方法」からの実験チェックを行った。

試験の原理



図－4.1.16 マリオットサイフォンを用いた透水試験の例[23)]

試験の基本は，U.S. Bureau of Reclamation（米国内務省開拓局）のマニュアルに1958年に提示されたE-19法でピット法とも呼ばれ[22)]，農林水産省や国土交通省で使用されてきた。地盤工学会では，これらの方法をもとに，不飽和地盤の透水試験としては唯一，JGS 1316「締め固めた地盤の透水試験」[23)]を基準化している。

基準に示されている透水係数の算定式は，円筒空洞の放射浸透が円筒の中心軸上にある深さ方向に連続する点源からの放射流の集積であり，点源の強さは深さに比例すると仮定して導かれている。この場合の定常状態における飽和状態に近い透水係数kは，次式から求められる。

$$k=\frac{Q}{2\pi h^2}\left[\ln\left[\frac{h}{r_0}+\left\{\left(\frac{h}{r_0}\right)^2+1\right\}^{1/2}\right]-\left\{\left(\frac{r_0}{h}\right)^2+1\right\}^{1/2}+\frac{r_0}{h}\right] \quad (4.1.18)$$

ここに，Qは定常流量，hは試験孔内水深，r_0は孔半径である。

この算定式は，無限遠で圧力水頭が0となる境界条件で導かれている。したがって，浸透流が地下水面に達すると理論式が適用できない。

「設計用地盤定数の決め方」-土質編―　社団法人 地盤工学会 p155

浸透面積： 3.02×1.0＝3.02 ㎡

浸透面積に相当する円形断面：A＝1/4・πD2 より D＝√4A/π＝1.96m r＝0.98m

Q 0.00315 m^3/s

h 0.142 m

r_0 0.98 m

$$k=\frac{Q}{2\pi h^2}\left[\ln\left[\frac{h}{r_0}+\left[\left[\frac{h}{r_0}\right]^2+1\right]^{1/2}\right]-\left[\left[\frac{r_0}{h}\right]^2+1\right]^{1/2}+\frac{r_0}{h}\right]$$

$$=\frac{0.00315}{2\pi\ 0.142^2}\left[\ln\left[\frac{0.142}{0.98}+\left[\left[\frac{0.142}{0.98}\right]^2+1\right]^{1/2}\right]-\left[\left[\frac{0.98}{0.142}\right]^2+1\right]^{1/2}+\frac{0.98}{0.142}\right]$$

$$=0.001798169\ m/s$$ ＞0.00101 m/s（室内試験結果）

以上より、砂層の不飽和透水係数は K＝0.001m/s（1.0×10^{-1} ㎝/s）が十分期待でき、設計値とした。

技術メモ（2） 図表を用いて地盤支持力や斜面安定の概算評価

1）地盤の支持力

地表面に基礎があってこれに荷重がかかる場合を考える（図- 2.1）。荷重を増加させると沈下量は次第に大きくなってくるが、この荷重-沈下量の関係は図-2.2 に示すように２ケースがある。A 曲線は全般せん断破壊、B 曲線は局部せん断破壊と呼び進行性破壊の状態を示す。A 曲線は、一般に密に締っているとか土の組織が発達している場合の変形特性である。B 曲線は、軟弱粘土、乱された土等がこれに当たる。

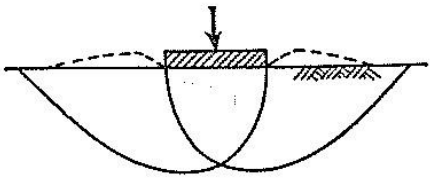


図-2.1　基礎の支持力

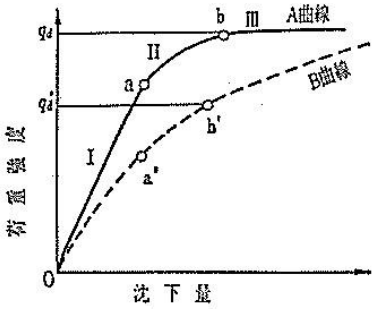


図-2.2　荷重-沈下曲線

極限支持力は、A 曲線の b 点の荷重強度を呼んでいて、破壊に対する安定性をもとに地盤の支持力を決めている。つまり、安全率2とか 3 である。沈下量（変位）は考慮していないので、沈下量を重視する構造物の場合は、沈下量を考慮した支持力が必要であり、一般に支持力は小さくなる。

支持力公式は　粘着力の項　　基礎幅の項　　根入れの項　　から成り立っている。

qd＝C･Nc＋1/2･r･B･Nr＋r･Df･Nq　　式で示される。

軟弱地盤の場合「φ＝0」 として根入れの項を考えないと粘着力の項のみが影響する。各公式がどのような値かを比較すると表-1 のようにほぼ近似した値を示し、概ね「Nc＝

表-2.1

表-2･4　軟弱粘土地盤の地表面載荷の場合の支持力公式の比較

基礎の形式	公式提案者		極限支持力
連続フーチング	テルツアギ	全般	5.70 c
		局部	3.80 c
	プラントル・ビスマン		5.14 c
	チェボタリオフ		6.28 c
	マイヤホフ		5.14 c
	チェボタリオフ・ウィルソン		5.52 c
円形フーチング	テルツアギ	全般	7.41 c
		局部	4.94 c
	ベレザンチェフ (Berezancev)		5.68 c
正方形フーチング	テルツアギ	全般	7.41 c
		局部	4.94 c
	ベレザンチェフ		5.71 c
長方形フーチング ($B \times L$)	スケンプトン (Skempton)		$(0.84+0.16B/L)c \cdot N_c$
	チェボタリオフ・ウィルソン		$5.52c(1+0.44B/L)$
	シールド (Shield)		$B/L<0.53$ のとき $(5.14+0.66B/L)c$ $B/L>0.53$ のとき $(5.24+0.47B/L)c$

5.5」程度である。したがって、極限支持力はqd＝5.5･C　で求められる。

2）斜面の安定について

軟弱地盤上に幅の広い盛土をすると、盛土荷重によっては、盛土のり斜面部で底部すべり破壊が発生する。

斜面の破壊のすべり円は、図-2.3 に示すように 3 種類に分けられている。

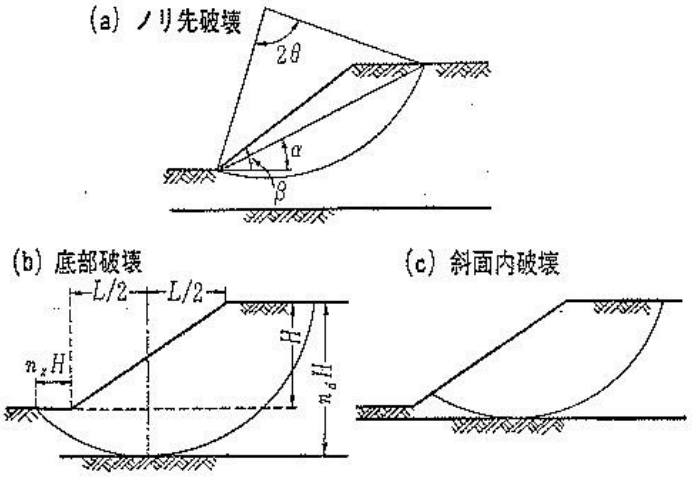
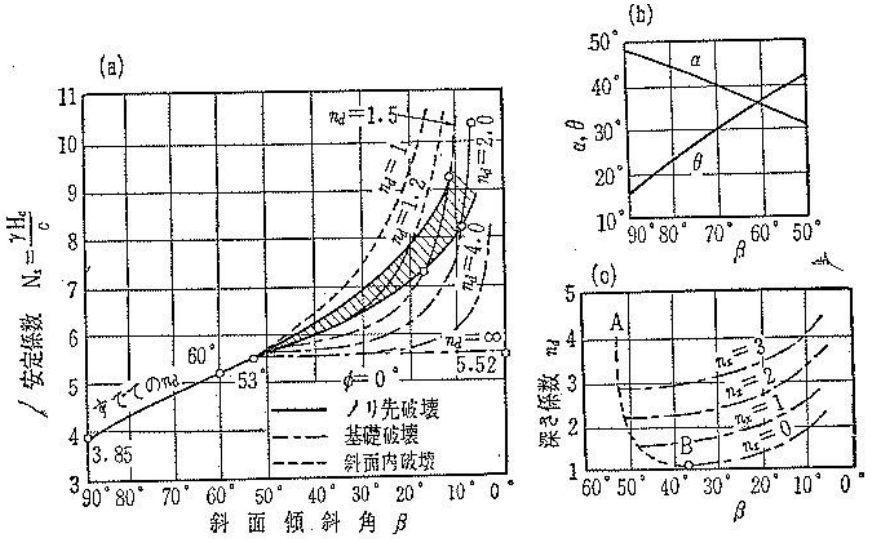


図-2.3　スベリ円の種類

$\phi=0$ の斜面で均質な地盤の場合の最小安全率を与えるすべり円(臨界円)の種類とその位置を求める図表が図-2.4 である。

斜面傾斜角$\beta=53^{\circ}$より緩やかな傾斜角になると深さ係数が無限大になると一定な関係になる。したがって、安定係数 Ns＝5.52 となる。



(a)　安定係数と斜面傾斜角および深さ係数の関係

(b)　β>53° のノリ先破壊に対する角α, θと斜面傾斜角の関係

(c)　基礎破壊に対する深さ係数と斜面傾斜角およびn_xの関係

図-2.4　$\phi=0$ の斜面の臨界円の中心を求める図

安定係数 Ns を用いて、いま傾斜角βの斜面が崩壊しない最大の臨界高さ Hcとすると　　Hc＝Ns・c/γ　　の関係になる。この式を用いて概略の見当を付けるのに便利である。

支持力の項で示した「Nc」と「Ns」の値は、略 5.5 であり近似している。したがって、支持力の問題、斜面の安定問題の概略の見当を付けるのに役立つ。

尚、c,φのある地盤であれば、図-2.5 のような関係から見当を付けることができる。

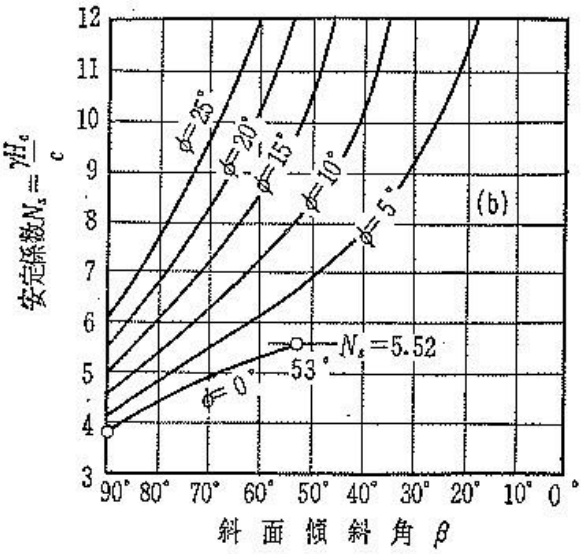


図-2.5　c.φのある地盤のN_sとβとの関係

次に引張り亀裂の関係は図-2.6 に示す、テルツアギーによれば引張亀裂の入る最大深さは次式から求められる。

Zc＝2c/γ・tan(45°＋φ/2)

φ＝0の粘土の場合

Zc＝2c/γ

深さが分かれば、おおよその粘着力の見当が付く。

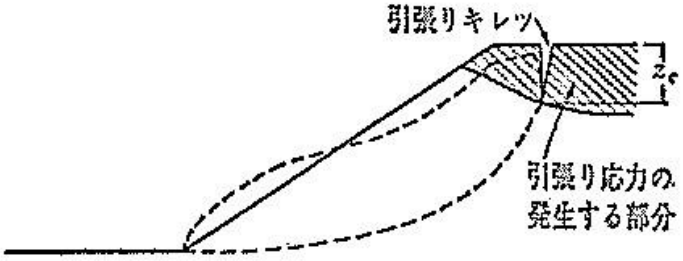


図-2.6　引張りキレツ

技術メモ（3） 軟弱土（浚渫土）の土質改良処理について

1）受け入れ先が残土処理場の場合

受け入れ先でどのような部分に利用するかによって異なりますが、一般に表-3.1（建設汚泥再生利用マニュアル：土木研究所発行）より、第３種処理土程度を考えれば、コーン指数400kN/㎡以上が必要となります。

コストを削減するためトラック運搬時のトラフィカビリティを確保のみとすれば、コーン指数200kN/㎡以上が必要です。（第３種処理土）

表-3.1 建設発生土と建設汚泥処理土の区分の対応について

コーン指数 q_c(kN/m²)	建設発生土			建設汚泥処理土		
	区 分（国土交通省令）	細区分	性 状	区 分		性 状
—	第１種建設発生土（砂、礫及びこれらに準ずるもの）	第１種	礫、砂礫、砂、礫質砂	第１種処理土		建設汚泥を焼成処理・高度安定処理したもの
		第１種改良土	第１種建設発生土を安定処理したもの			
800以上	第２種建設発生土（砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの）	第２ａ種	細粒分まじり礫	第２種処理土	処理土	建設汚泥を処理（安定処理以外）したもの*)
		第２ｂ種	細粒分まじり砂*)			
		第２種改良土	第３種～４種建設発生土、泥土を安定処理したもの		改良土	建設汚泥を安定処理したもの
400以上	第３種建設発生土（通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの）	第３ａ種	細粒分まじり砂	第３種処理土	処理土	建設汚泥を処理（安定処理以外）したもの
		第３ｂ種	シルト、粘土、火山灰質粘性土			
		第３種改良土	第４種建設発生土、泥土を安定処理したもの		改良土	建設汚泥を安定処理したもの
200以上	第４種建設発生土（粘性土及びこれに準ずるもの（第３種発生土を除く））	第４ａ種	細粒分まじり砂	第４種処理土	処理土	建設汚泥を処理（安定処理以外）したもの
		第４ｂ種	シルト、粘土、火山灰質粘性土、有機質土			
		第４種改良土	泥土を安定処理したもの		改良土	建設汚泥を安定処理したもの
200未満	泥土	泥土ａ	細粒分まじり砂			
		泥土ｂ	シルト、粘土、火山灰質粘性土、有機質土			
		泥土ｃ	高有機質土			

*）コーン指数が800kN/m²以上の粘性土（シルト、粘土、火山灰質粘性土）は第２ｂ種に運用上分類（比較的稀なケース）

表-3.2 の建設機械の走行に必要なコーン指数から考えると、普通ブルドーザーの範疇になる。

表-3.2 建設機械の走行に必要なコーン指数（日本道路協会 2)）

建設機械の種類	建設機械の接地圧（kN/m²）	コーン指数 q_c（kN/m²）
超湿地ブルドーザー	15～23	200 以上
湿地ブルドーザー	22～43	300 以上
普通ブルドーザー（15 t 級）	50～60	500 以上
普通ブルドーザー（21 t 級）	60～100	700 以上
スクレーブドーザ	41～56（27）	600 以上（超湿地型は 400 以上）
被けん引式スクレーパ（小型）	130～140	700 以上
自走式スクレーパ（小型）	400～450	1 000 以上
ダンプトラック	350～550	1 200 以上

注）本表中のコーン指数は，本編 3.5(1)の方法により，現場ではかられたものである。

地盤工学会

2)固化材の添加量について

道路土工「盛土工指針」日本道路協会(平成 22 年度版)より、図-3.1 で求められる。

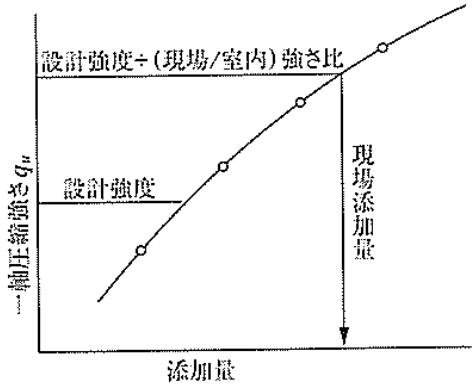


図-3.1　　固化材添加量の求め方[8)]

表-3.3　セメント系固化材における（現場/室内）強さ比の一例[8)]

固化材の添加方式	改良の対象	施 工 機 械	(現場／室内)強さ比
粉　体	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2～0.5
スラリー	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.4～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	処理船 泥上作業車 クラムシェル・バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7 0.3～0.6

注）締固めを行う場合も含む。

実際の工事での添加量=（室内配合試験で求めた添加量）×割増係数
割増係数=1＋割増率(%)×1/100　……（解 5－5）

表-3.4　固化材添加量の割増率の目安[8)]

混合層厚（cm）	50 未満	50 以上	
土の種類	全対象土	砂質土	粘性土
割増率（%）	15～20	20～40	30～50

3)手順としては、

①通常の土質改良の場合
(改良範囲、強度指定)

一軸圧縮試験の一軸圧縮強さから決定
〇図-3.1 の設計強度/(現場/室内)強さ比をもって添加量を求める

施工時のトラフィカビリティ
〇運搬時、処理場での敷均し、盛土施工時の判定など

コーン指数を利用する
(設計コーン指数/(現場/室内)強さ比を利用して添加量を求める)
〇運搬時の条件　qc＝200kN/㎡以上
〇第 3 種の条件　qc＝400kN/㎡以上

4）考察

改良されると①土砂として取扱うか、②固化体（貧配合コンクリート）として取扱うかで設計強度の取扱いが異なる。

①は改良土を解して土砂化（粒状）するため、盛土材として使用する場合の強度は、「C,φ」で求める。但し、施工時のトラフィカビリティの場合は、コーン指数で求める。

②は改良体を構築する場合は、固化体が土中に造成されるため、コンクリートと同様に強度設定する（主に支持力改善や補強盛土する場合）ため養生期間も重要。

・圧縮強度の 1/3 が許容応力度として取扱う（深層混合処理工法など）。

・又、設計条件が粘着力で決められている場合は、土質扱いとして一軸圧縮強度の 1/2 としている。

・載荷は、目標強度が得られてから行う。

●一般に経験値として、コーン指数は一軸圧縮強さの概ね 5 倍とされている。

●求め方は、試験結果のqu 値を 5 倍にして、添加量とコーン指数の関係の図を描き、バックホウ混合であれば、表-3.3 より（現場/室内）強さ比を 0.3 として図-3.1 から添加量を求める。

割増率については、表-3.4 の全対象土の値である。

一軸圧縮強度 qu

Qu=コーン指数/5＝500/5＝100kN/㎡

●改良土量が多い場合は、施工前に現場実験を行って進めることが望ましい。つまり、実際には含水比によって大きく変化するため、仮置き場を設け浚渫土の含水比を下げることが重要で添加量を抑えることになる。

3. あとがき

技術メモ（1）は、透水係数は粒径、均等係数、間隙率、飽和・不飽和条件等によって影響するので留意する。技術メモ（2）は、計算ソフトで計算する前に図表を活用して概略の見当を付けて進めると勘ができるので癖を付けて頂きたい。技術メモ（3）は、改良土の状態（粒状、固化体）で試験方法、施工方法、試験施工等が異なるので留意する等について記述した。参考になれば幸いである。