

泥土圧シールド掘進時の切羽土圧と周面摩擦力について

吉田 保*・山田孝治**

本論文は、シールド切羽における地山土圧、シールド機スキンプレートと地山との摩擦力に関して、実際の泥土圧シールド工事の掘進記録を収集整理し、検討を加えたものである。その結果、地盤の種類、地盤強度の差による疑似静止土圧係数（切羽において地盤変位が生じていない時の土圧係数）の相違、周面摩擦力の発生状況の特徴について明らかにした。そして、分析結果をもとに既存の提案式について考察し、適切な切羽管理土圧と周面摩擦力の設定方法について提案を行なった。

Keywords : mud pressure balanced shield, earth pressure at a cutting face, friction resistance around a shield

1. まえがき

泥土圧シールドは、図-1に示すようなシールド鋼殻、カッタースポーク、泥土室(チャンバー)、排泥スクリュウコンベヤー、推進ジャッキなどの主要部分からなる機種である。

切羽前面の地山土圧と水圧に対してはチャンバー内の泥土圧により対抗して安定を保ち、トンネル周辺地山のゆるみ、崩壊に対してはシールド鋼殻で地山を支えて安定を保つ構造となっている。推進ジャッキは、切羽で泥土を加圧しながらシールド機本体を押し進める動力を供するものである。推進ジャッキが過大に作用した場合は、切羽で地山を押し出すことにより隆起が生じ、過小な場合は崩壊が生じる結果となる。したがって、このジャッキ推力の負荷調整が施工管理上、最重要事項の一つとなっている。

筆者らは、正常なシールド掘進においてジャッキ推力の大きさは主に切羽における地山土圧とシールド機周面の摩擦力との合計とバランスするべきものと考えている。したがって、適切なジャッキ推力を設定するためには切羽土圧と周面摩擦力を正しく算定する必要がある。この切羽土圧と周面摩擦力については、次節で述べるような未解明な点が残されている。

本論文は、切羽土圧、周面摩擦力に関する未解決の課題を指摘し、それらを泥土圧シールド工事における現場計測データを基にして、どの様に取り扱うべきか検討した結果を報告するものである。

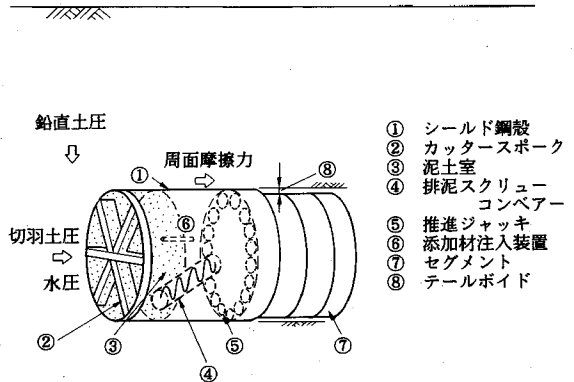


図-1 泥土圧シールドの構成要素と作用外力概念図

2. 既研究の成果と課題

(1) 切羽土圧の設定について

現在、現場で行われている切羽の管理土圧の設定は以下の通りである。

管理土圧 = 静止土圧あるいは主働土圧 + 水圧 + 予備圧
この中、予備圧は安全のための予備的な圧力で1~5 tf/m²程度を見込む場合が多い。しかし、二村¹⁾も指摘しているように、静止あるいは主働土圧係数の特定がむずかしいため、シールド初期掘進時に地盤の変状測定を行い、その結果から管理土圧を決定しているのが現状である。

切羽の管理土圧の設定に関する研究としては、水谷²⁾、村山³⁾の研究が挙げられる。水谷²⁾は、シールド工法一般を対象にして、切羽土圧の管理範囲を、模型実験と数値解析で検討を行い、土被り、地盤の強度によりこの範囲がどの程度変動するか考察を行っている。しかし、実工事における切羽土圧との照合は行っていない。また、村山³⁾は切羽形状の異なる模型シールド機を用いて切羽形状と切羽土圧の関係について検討している。しかし、

* 正会員 日本工営(株) 第三土木技術部第四課長
(〒102 千代田区麴町5-4)

** 正会員 工博 日本工営(株) 大阪支店 技術第一部長

施工管理から見た土圧の設定法については触れていない。現場の実測データをもとにしたものとしては、藤原⁴⁾、平田⁵⁾の報告が挙げられる。これらの報告は、 N 値0~4の沖積粘性土地盤を対象にした工事の実績をもとにしたもので、適切なチャンパー内土圧として、前者は土被り圧の7~8割、後者は5~6割をあげている。これらの結果は、極めて入念に測定されたデータであるが、それぞれ一つの現場実績のみを示すものである。

以上の様に、切羽の管理土圧については、多くの提案がなされているが、現場計測データが少ないためにどれが妥当であるか照合出来ない現状にある。故に、実測値を多く収集し各提案の評価を行なうことが必要であろう。

(2) 周面摩擦力の算定について

現在、周面摩擦力は、シールド周面積に粘性土の場合は付着力 c_a 、砂質土の場合は、(作用平均土圧+シールド機重量)に摩擦係数 μ を乗じて求めている。ここで、付着力 c_a 、摩擦係数 μ の設定が問題となるが、付着力 c_a は粘着力 c_u 、摩擦係数 μ は0.3~0.5を採用することが多い⁶⁾。しかし、これらの妥当性については確かめられていない。

つぎに、周面摩擦力の研究としては、筆者らの知る範囲では、森⁷⁾と稲葉⁸⁾の室内実験による研究があげられる。前者は、模擬地盤中に模型シールド機を推進させた場合の摩擦性状について実験を行い、周面摩擦力の最大値が地盤の粘着力 c_u にほぼ等しいことを指摘している。後者は、直接せん断試験機により、地山とスキンプレートとの摩擦実験を行い、摩擦力が正規圧密領域では地盤のせん断強度によって、過圧密領域においては、地盤とスキンプレートとの付着力によって決まることを示唆している。しかし、これらの研究は、粘性土に限定されたものであり、また、いずれも実現場との対応についてはまだ言及されていない。

現場計測の現状について言えば、通常はジャッキ推力のみが記録されるのに対し、切羽土圧の測定が分離して行なえる状態になっていないため、現場における摩擦力を把握することは極めて難しい状態にあり、ほとんど報告例がない。

以上の様に周面摩擦力に関する研究には、室内実験の成果の妥当性を検証するためにも、現場での摩擦力の実測値の入手が最重要課題といえる。

3. 切羽における地山土圧

(1) シールド切羽における土圧応力

シールド切羽がチャンパー内の泥土圧により安定を保ち、変位が生じていない場合、地山は静止土圧状態にあると考えられる。しかし、切羽面において土は停止しているわけではなく、掘進とともにチャンパー内に導かれ

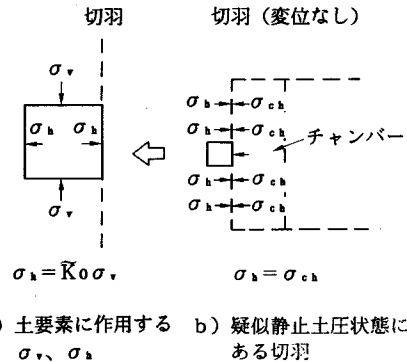


図-2 切羽における土圧応力模式図

移動しているわけであるから厳密な意味で静止土圧状態にあるとは言えず、疑似的な静止土圧状態にあると解釈するのが妥当である。従って、この時の土圧係数を静止土圧係数 K_0 と区別するために、疑似静止土圧係数 \tilde{K}_0 と定義するものとする。これより、鉛直応力 σ_v 、水平応力 σ_h が作用した状態の切羽の土要素は図-2に示すようであり、下式のように表せる。

$$\sigma_h = \tilde{K}_0 \sigma_v \dots \dots \dots (1)$$

疑似静止土圧状態では、 σ_h とチャンパー内の泥土圧 σ_{ch} がバランスしているので

$$\sigma_h = \sigma_{ch} \dots \dots \dots (2)$$

となる。

垂直応力 σ_v をシールド中心位置で代表するものとすれば、

$$\sigma_v = \rho(h+D/2) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

ρ : 土の単位体積重量。砂地盤で地下水位以下に對しては水中重量 ρ' となる。

ただし、地下水圧を別途考慮する。

D : シールド直径

h : 地表からシールド天端までの土被り^{*注)}

以上の経緯からわかるように σ_v は地盤条件として与えられた数値により計算が出来るので、 σ_h を算定するには \tilde{K}_0 が与えられねばならない。すなわち、切羽における土圧を明らかにするという事は、 \tilde{K}_0 を決定するという問題に帰着する。

*注) h として、ゆるみ高さを採用するべきとの意見もあるが、ゆるみ高さはテールボイド発生後の定常状態における現象である。したがって、ここでは切羽における疑似静止土圧状態を取扱うので、これと現象は明らかに異なる。この場合は、全土被りを採用するのが妥当と考える。

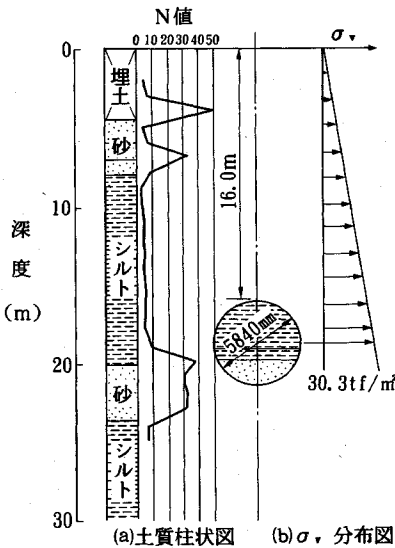


図-3 現場計測調査工事施工断面

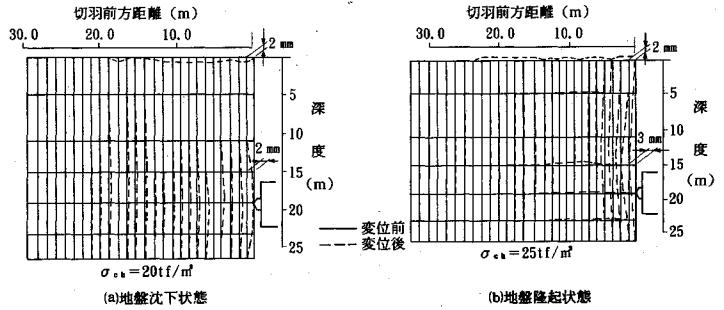


図-4 地盤変位の縦断分布

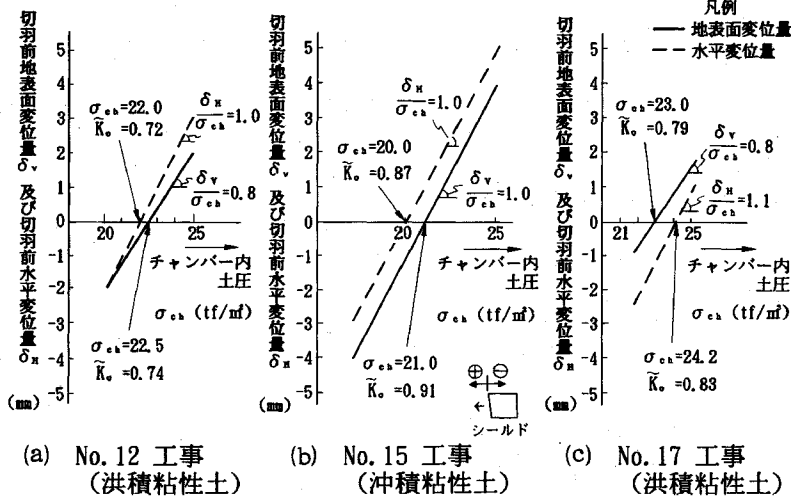


図-5 チャンバー内土圧及び切羽前水平変位量と切羽前地表面変位量

(2) 疑似静止土圧係数

a) 疑似静止土圧係数の求め方

適正なチャンパー内土圧を設定するため、施工の初期にチャンパー内土圧を変えて試行し、地盤変位を計測した事例を図-3, 4に示す⁹⁾。地盤状況は図-3に示す通りである。図-4(a)は、切羽前方の地盤が沈下し、切羽が若干押し出された状態、(b)は逆に隆起して押し込まれた状態を示すものである。これらの状態におけるチャンパー内土圧 σ_{ch} はそれぞれ20 tf/m²、25 tf/m²である。

図-5(a)にこの時の σ_{ch} と地盤変位との関係を示す。地盤変位がゼロとなる σ_{ch} を図より読み取ると22 tf/m²または22.5 tf/m²となる。前者は水平変位がゼロ、後者は沈下がゼロの場合のチャンパー内土圧である。この地

盤における σ_v の分布は図-3(b)に示すようである。シールド切羽中心位置における $\sigma_v=30.3 \text{ tf/m}^2$ を代表値として、土圧係数 K を算定すると図-5に示す通りであり、疑似静止土圧係数 \bar{K}_0 は0.72または0.74となる。以上の様に、地盤変位と泥土圧のデータがあれば、疑似静止土圧係数を求めることは可能である。なお、図-5(b)(c)は、後述する施工実績の中で地表面の他に地中水平変位も計測された工事の、チャンパー内土圧と変位量の関係であるが、いずれの工事でも、チャンパー内土圧に対する変位量の増減は、1 tf/m²当たり約1 mmである。したがって、適正チャンパー内土圧の許容範囲は、許される変位量によって異なるが、仮にそれを測量誤差程度とするならば $\pm 1 \sim 2 \text{ tf/m}^2$ と考えられる。

b) \bar{K}_0 の実測値

表-1 施工実績一覧表

工事 No.	シールド機			計画条件		地盤条件 (掘削地盤)					シールド 中心の 中心の		施工実績		疑似 静止土 圧係 数 \bar{K}_0	水の 主土 係 数 K_w	ヤーキーの 静止土圧 係数 ($1-\sin\phi$)	周面 摩擦係 数 μ			
	径 D (m)	機長 L (m)	重量 (t)	土被り H (m)	H/D	地盤 種類	平均 N値	密度		粘着力 C (tf/m ²)	内部 摩擦角 (度)	鉛直応力 σ_v (tf/m ²)	地下水圧 h_w (tf/m ²)	ジャッキ 推力 (t)					平均チャンパー内 土圧		
								ρ_s (tf/m ³)	ρ_w (tf/m ³)										σ_{av} (tf/m ²)	標準偏差 σ_s (tf/m ²)	
1	2.5	4.0	40	13.0	5.2	洪積性土	7	1.7	—	7.5	—	24.8	—	142	19.4	0.6	0.78	—	1.6	—	
2-1	2.7	4.4	40	5.0	1.9	洪積性土	30	—	0.8	—	39	6.5	4.3	180	8.3	1.1	0.62	0.23	0.37	3.7	0.48
2-2	2.7	4.4	40	4.0	1.5	洪積性土	5	1.7	—	6.5	—	9.1	—	94	6.4	0.4	0.70	—	—	1.6	—
3	2.7	4.5	40	15.0	5.6	洪積性土	5	1.7	—	6.5	—	29.3	—	231	15.0	0.2	0.51	—	—	3.9	—
4	2.7	5.0	40	8.0	2.9	沖積性土	15	—	0.9	—	33	10.3	7.4	147	13.0	3.1	0.54	0.29	0.46	1.7	0.15
5	3.5	4.2	60	13.5	3.9	洪積性土	5	1.7	—	6.5	—	26.1	—	412	20.6	0.5	0.79	—	—	4.7	—
6	3.7	4.3	70	7.0	1.9	沖積性土	2	1.7	—	5.0	—	15.9	—	226	14.9	1.3	0.94	—	—	2.7	—
7	3.9	4.7	80	4.5	1.2	沖積性土	13	—	0.9	—	32	9.5	6.5	365	12.5	1.4	0.63	0.31	0.47	3.7	0.34
8	4.1	4.4	80	7.5	1.9	洪積性土	20	—	0.9	—	35	10.4	7.5	328	17.8	1.1	0.99	0.27	0.43	1.7	0.15
9	4.4	4.8	100	4.1	0.9	洪積性土	14	—	0.9	—	33	6.6	5.3	358	12.2	1.5	1.05	0.29	0.46	2.5	0.31
10	4.9	4.3	140	8.0	1.6	沖積性土	33	—	1.0	—	40	12.0	8.5	909	14.5	0.7	0.50	0.22	0.36	9.6	0.68
11	5.5	5.6	200	11.0	2.0	洪積性土	34	—	1.0	—	43	12.9	13.5	1700	16.5	1.0	0.23	0.19	0.32	13.3	0.89
12	5.8	5.7	200	16.0	2.7	洪積性土	5	1.6	—	8.0	—	30.3	—	1000	22.5	0.3	0.74	—	—	3.8	—
13-1	5.9	6.2	200	4.0	0.7	沖積性土	25	—	0.8	—	37	9.5	2.9	850	11.0	0.6	0.85	0.25	0.40	4.9	0.43
13-2	5.9	6.2	200	2.5	0.4	沖積性土	1	1.7	—	2.6	—	9.4	—	250	6.0	0.3	0.64	—	—	0.8	—
14	6.7	6.1	220	24.0	3.6	洪積性土	8	1.7	—	8.0	—	46.7	—	1336	23.0	1.8	0.49	—	—	4.5	—
15	6.8	6.2	300	9.8	1.4	沖積性土	0	1.5	—	4.1	—	23.2	—	950	21.0	2.1	0.91	—	—	1.5	—
16	7.4	6.0	380	13.5	1.8	沖積性土	1	1.7	—	4.5	—	31.0	—	1548	23.0	1.5	0.74	—	—	4.2	—
17	8.2	6.3	530	16.0	1.9	洪積性土	8	1.6	—	8.5	—	29.3	—	2200	24.3	0.2	0.83	—	—	8.1	—
18	8.2	6.3	530	15.0	1.8	洪積性土	45	—	0.9	—	43	19.0	17.1	3814	27.0	1.0	0.52	0.19	0.32	14.7	0.65
19	8.2	6.6	530	15.2	1.9	洪積性土	2	1.6	—	4.8	—	28.6	—	2400	25.0	1.2	0.87	—	—	6.3	—
20	8.7	6.8	630	17.0	2.0	洪積性土	40	—	0.9	—	42	24.1	12.3	2750	18.0	0.7	0.24	0.20	0.33	9.1	0.33

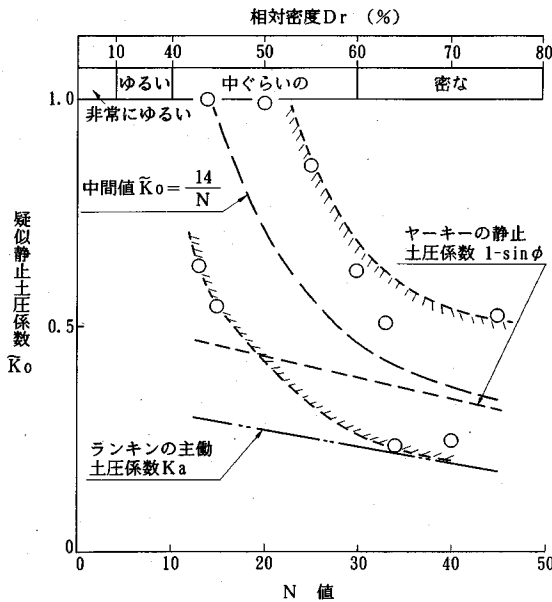


図-6 N値と疑似静止土圧係数 \bar{K}_0 (砂質土)

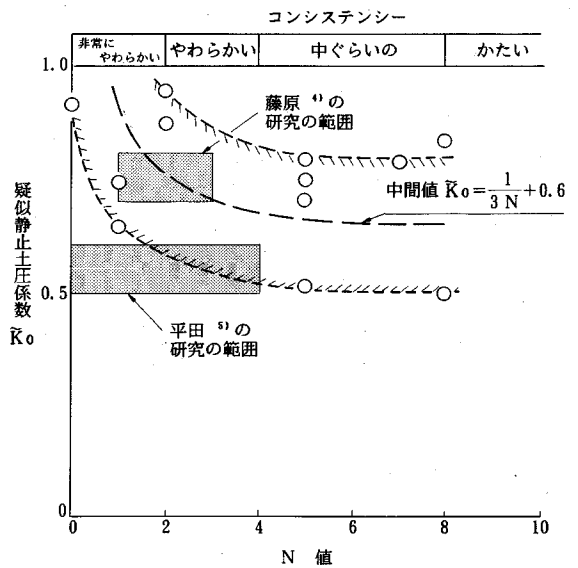


図-7 N値と疑似静止土圧係数 \bar{K}_0 (粘性土)

現場条件の異なる20工事, 22測定地点において, 施工の初期段階に試行になり適正チャンパー内土圧を求め, その値を指標に掘進した施工実績を表-1に示す⁹⁾⁻¹²⁾. 表中には, 掘進区間の平均チャンパー内土圧, 及びその標準偏差が記入してある. これより, 上記と同

様の手続きにより疑似静止土圧係数を算定した.

図-6, 7に表-1に示すデータを砂質土と粘性土に分け, N値と \bar{K}_0 の関係を示す. 図には, N値と相対密度, コンシステンシーの関係が併記してある. 図中のハッチ部は \bar{K}_0 のばらつきの範囲を示す. これは, 掘削断面内

の N 値の変動, 掘進時の σ_{ch} の変動などを反映するものと考えられる。ばらつきの幅はあるものの, N 値と \tilde{K}_0 について以下の様な傾向が読みとれる。

まず, 砂質土について述べると, 図-6 にみるように N 値が大きくなるにしたがって, \tilde{K}_0 の値が小さくなる傾向がみられる。これは, 地盤の締め具合の差によるもので, N 値 30 以上の密な地盤は切羽の自立性が高いため \tilde{K}_0 があまり変化しないものと考えられる。

実測値のばらつき範囲の中間値を双曲線で近似させると N 値と \tilde{K}_0 の関係は下式で表わせる。

$$\tilde{K}_0 = \frac{14}{N} \dots\dots\dots (4)$$

ただし $N \geq 14$

図中には, 切羽土圧算定の際に一般的に用いられるランキンの主動土圧係数 K_a とヤークーの静止土圧係数 $1 - \sin\phi$ の値を併記してある*註)。

概ね, K_a は実測値の下限以下, $1 - \sin\phi$ は N 値 30 以上で実測値の中間値にほぼ近い。故に, 従来, 行われているように, 土圧係数を K_a と設定することは切羽土圧を少なく見積る可能性があり, 危険側の仮定と言える。また, 土圧係数を $1 - \sin\phi$ とするのも, N 値 30 以上の密な地盤の場合は妥当であるが, N 値がそれ以下の場合には危険である。

次に粘性土について述べると, 図-7 より砂質土の場合と同様に, N 値が大きくコンシステンシーが中ぐらい~かたい粘性土になると, \tilde{K}_0 はあまり変化しなくなる。しかし, N 値の差による \tilde{K}_0 の相違は砂質土ほど顕著でない。

実測値のばらつき範囲の中間値を双曲線で近似させると N 値と \tilde{K}_0 の関係は下式で表わせる。

$$\tilde{K}_0 = \frac{1}{3N} + 0.6 \dots\dots\dots (5)$$

図中には, 藤原⁴⁾, 平田⁵⁾ の測定結果を併記してあるが, 前者は実測値の中間域, 後者は下限域に位置している。平田の測定値は土圧バランスシールドにおけるチャンパー内土圧の測定値であり, 原理的に泥土圧シールドのチャンパー内土圧よりも小さく出ることを反映していると思われる。両者とも概ね筆者らのデータのばらつきの範囲に納まっている。

4. シールド機の周面摩擦力

(1) 周面摩擦力を支配する要因

シールド機が掘進中に周辺地盤との間に生じる摩擦力 τ_f は一般的に下式で与えられる¹⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= \mu(\sigma_v + \sigma_w) \dots\dots\dots \text{砂質土} \\ \tau_f &= C_a \dots\dots\dots \text{粘性土} \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

ここに,

C_a : 地山とシールド機鋼殻との付着力 (tf/m²)

μ : 地山とシールド機鋼殻との摩擦係数

σ_v : シールド機鋼殻に平均的に作用する地山の鉛直応力 (tf/m²)

σ_w : シールド機の重量による鉛直応力 (tf/m²)

σ_v と σ_w は地盤条件及びシールド機の重量と寸法諸元が定まれば自動的に計算される。したがって C_a と μ を地盤条件, シールド機の諸元から別途決めることが出来れば, τ_f は一義的に計算できることになる。 C_a と μ がどの様な数値をとりうるか検討した結果を以下に述べる。

(2) 実測結果

泥土圧シールドの場合, ジャッキ推力の大きさは主に切羽土圧と周面摩擦力の和と考えられる。前節でも述べた様にチャンパー内土圧は切羽土圧と同じと考えられるので, シールド機周面に発生する摩擦応力 τ_a は次式で計算できる。

$$\begin{aligned} \tau_a &= \\ &= \frac{\text{ジャッキ推力} - (\text{チャンパー内土圧} \times \text{シールド断面積})}{\text{シールド機鋼殻周面積}} \\ &= \frac{F - 1/4 \times \pi \times D^2 \times \sigma_{ch}}{\pi \times D \times L} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

ここに,

F : ジャッキ推力 (tf)

σ_{ch} : チャンパー内土圧 (tf/m²)

D : シールド直径 (m)

L : シールド機長 (m)

22 件のデータについて, 上式により周面摩擦力を算定した結果を表-1 中にまとめて示す。前項で説明した τ_f が τ_a と等価であるとして, 以下に C_a , μ について検討するものとした。

a) 砂質土の場合

図-8 は, 表-1 のデータの内, 砂質土の場合のみを抽出して, 周面摩擦力と N 値の関係を整理したものである。図中の数値は鉛直有効応力を示すものである。図に見る様に N 値が増すと τ_a が増加する傾向は認められるが, 鉛直有効応力の影響を分離していないので τ_a と N 値との関係についてこのままでは言及できない。そこで前掲の式 (6) により摩擦係数 μ を逆算した結果を図-9 に示す。求めた μ は図にハッチに示す様な範囲にばらついて分布している。また, この範囲の中間値を双曲線で近似させると次式の様になる。

$$\mu = 0.2 - \frac{1}{N-40} \dots\dots\dots (8)$$

ただし $N < 40$

*註) K_a , $1 - \sin\phi$ の計算における内部摩擦角 ϕ は, 三軸試験結果のあるものは ϕ , ないものは N 値から $\phi = \sqrt{12N} + 20$ とし求めた。

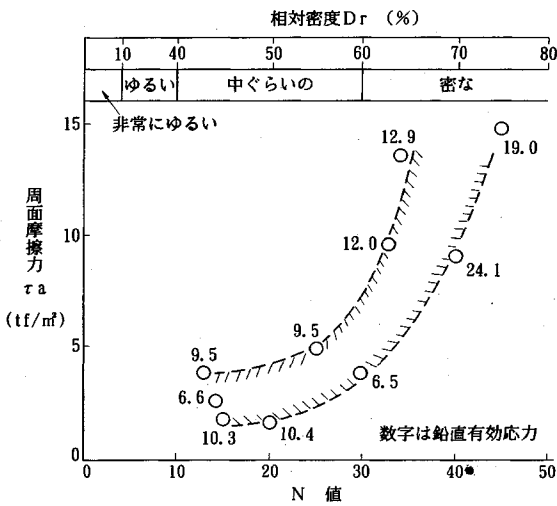


図-8 N値と周面摩擦力 τ_a (砂質土)

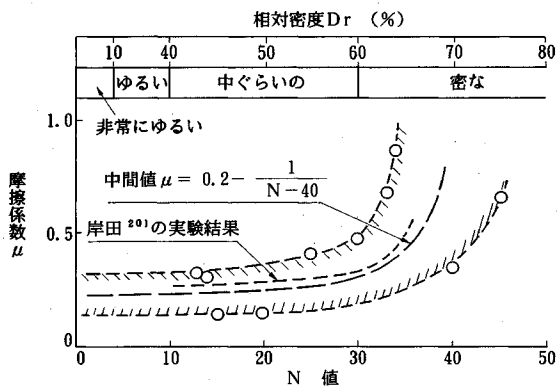


図-9 N値と摩擦係数 μ (砂質土)

図を見るとデータはばらついているが、明らかに N 値 30 以上になると μ が急激に増加する傾向が認められる。

岸田^{20),21)}はねじりせん断試験機を用いて金属材料と砂との摩擦実験を行い、砂の相対密度が 60% 以上になると、摩擦係数 μ が砂のダイレイタンスの為に急激に増加することを確かめている。佐藤²²⁾も又、一面せん断試験機を用いてコンクリート面と砂の摩擦試験を行い、岸田^{20),21)}と同様の報告を行なっている。これらの室内試験の結果と、 N 値 30 以上は相対密度 60% 以上であることを考慮すれば、実際の地盤内でもよく締まった砂質土の場合ダイレイタンス特性が発揮され、シールド機鋼殻と地盤の摩擦力は急激に大きくなるものと推察される。

図中に点線で示すものは、岸田²⁰⁾が砂の相対密度を変えて行った鋼と砂の摩擦係数の試験結果である。

この結果は筆者らが求めた中間値(図中破線で示す)に極めて近いものである。これは、シールド機と地盤の摩擦は岸田^{20),21)}が行った様な要素試験を行なうことによ

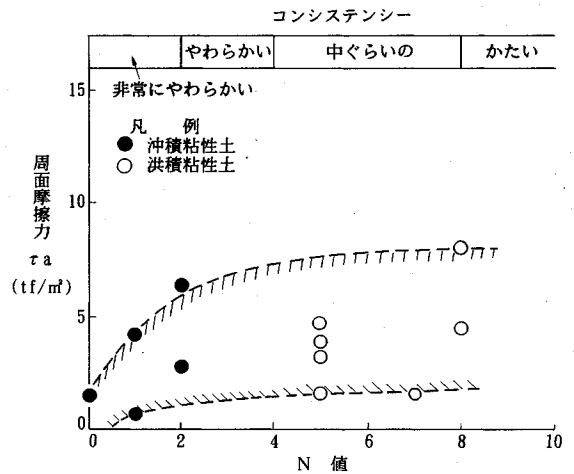


図-10 N値と周面摩擦力 τ_a (粘性土)

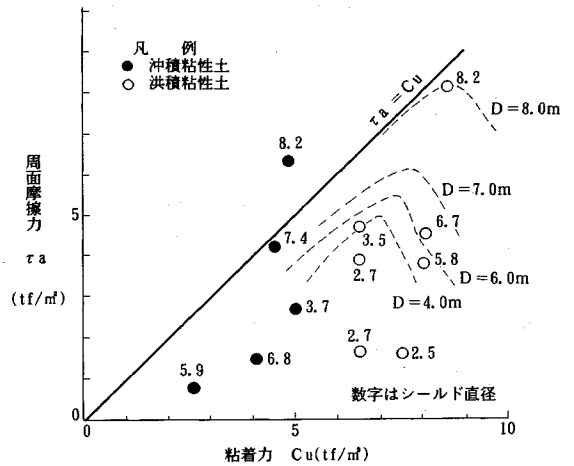


図-11 粘着力 c_u と周面摩擦力 τ_a

り決めることが可能であることを示すものであろう。

通常シールド工事の施工計画では摩擦係数 μ を 0.3~0.5 と設定してジャッキ推力を算定することが行われている。筆者らのデータからはこの数値は N 値 30 以下の砂質土地盤では妥当な数値であると判断できる。ただし、 N 値 30 以上の地盤に対しては実績値を用いるか、岸田^{20),21)}が行った様な試験を行ってその妥当性をチェックすることが必要であると考える。

b) 粘性土の場合

図-10 は、表-1 の中から粘性土の場合について N 値と τ_a の関係を求めたものである。図より、 N 値の増加とともに τ_a も増加するが、砂質土と異なり N 値が約 4 以上、コンシステンシーが中ぐらい~かたいになると、 N 値にかかわらず τ_a はほぼ一定になる傾向がみられる。図中●印は沖積粘性土、○印は洪積粘性土である。前者では N 値の増加とともに τ_a が増加、後者では τ_a が一定となっているので、その原因が地山の自立性にあるこ

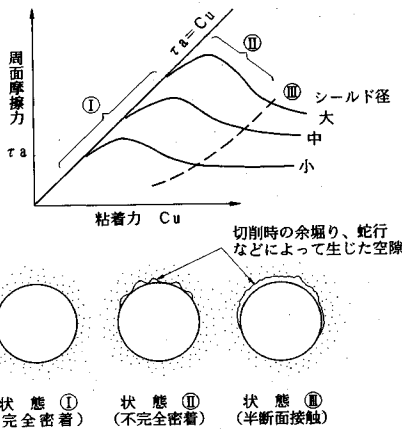


図-12 地山とスキンプレートの密着状態と周面摩擦力発生
の概念図

とは推察されるが、粘性土なので N 値のみではそれ以上分析が困難である。

つぎに、粘着力 c_u と τ_a の関係を求めた結果を図-11に示す^{*2)}。図中の数字はシールド直径を表している。詳細に見ると、2, 3の例外はあるが c_u が同程度の場合、シールド径の大きいほど、 τ_a も大きい傾向が読みとれる。この理由は、図-12に示す模式図によって説明できる。すなわち、径が同じで c_u が変化した場合を想定すると、 c_u が小さい場合は自立性がないので地山とスキンプレートは完全密着状態(状態Ⅰ)にあり、 τ_a は c_u とほぼ同等となる。 c_u が大きくなると徐々に自立性が増加し、不完全密着状態(状態Ⅱ)から最終的には半断面接触状態(状態Ⅲ)になるため、 τ_a が一定になると考えられる。この様に地盤強度によって、地山との接触状態が異なることは筆者らが行ったセグメントグラウトホールを利用したコーン貫入試験結果でも確認されている²³⁾。そして、シールド径が大きい場合は、解放面積も大きくなるので自立しずらくなり、状態Ⅲの時の c_u も大きく、また、 τ_a もシールド径が小さい場合より大きくなると考えられる。この傾向は、定性的ではあるが図-11中の破線から読みとることが出来る。

以上のように、粘性土の周面摩擦力は地盤強度の他にシールド径によっても異なると考えられる。したがって、砂質土の様に、単純に要素試験によって周面摩擦力を算定することは難しいと考えられる。また、図-11の沖積粘性土の中に τ_a が c_u よりかなり低いものもあることから、掘進時の乱れによる強度低下などの影響も考えられ、影響因子が多く、今後これらについての研究が必要であろう。図-11からもほぼ確認出来るように、現段

*注) 粘着力 c_u は、三軸、一軸試験より求めたが、試験を行っていないものについては、室内試験を行なった工事のデータから N 値と c_u の関係、 $c_u = \frac{N}{2} + 4$ (tf/m²) を求め、これを用いて N 値より算出した。

階では森⁷⁾が指摘したように、 τ_a の最大値は完全密着状態において c_u なので、周面摩擦力算定上は $\tau_a = c_u$ と設定するのが安全側といえよう。ただし、切羽の安定検討の際には逆に危険側になるので定数の設定には十分な検討が必要である。

5. 結 論

泥土圧シールドの実工事現場でのチャンパー内土圧とジャッキ推力の実測値をもとに、疑似静止状態における切羽土圧とシールド機周面摩擦力とを分離して分析した。その結果、切羽管理土圧と周面摩擦力の設定に関する既存の提案式の妥当性と、その取り扱い方について次の様な結論を得た。

① 切羽の管理土圧を設定する際の疑似静止土圧係数 \tilde{K}_0 は、砂質土の場合、 $\tilde{K}_0 = K_0$ と設定するのは切羽の安定上危険である。 $\tilde{K}_0 = 1 - \sin\phi$ とするのも、 N 値30以上では概ねよいが、それ以下では危険となるので、さらに N 値に応じて大きい値を設定する必要がある。粘性土の場合は、 N 値4以上では \tilde{K}_0 は0.6~0.7でほぼ一定になる。 N 値が4以下の場合にはそれ以上の \tilde{K}_0 を設定する必要がある。砂質土、粘性土の \tilde{K}_0 の算定式として式(4)(5)が提案される。また、算定された適正なチャンパー内土圧の許容される変動幅としては、許容変位量により異なるが $\pm 1 \sim 2$ tf/m² 程度が目安といえる。これは、表-1中の標準偏差が概ねこの範囲にあることから、充分制御可能といえよう。

② 周面摩擦力を算定する際、砂質土の場合、 N 値30(相対密度60%)以下では従来通り $\mu = 0.3 \sim 0.5$ を採用して安全であるが、 N 値がそれ以上になるとダイレイタンスの影響などで μ が急激に大きくなるので、要素試験などの方法で μ を設定することが必要となる。 N 値に対する μ の目安として(8)式が提案される。粘性土の場合は、地盤強度だけでなくシールド径によっても周面摩擦力が異なる。現状では、 τ_a の最大値として周面摩擦力算定上は、 c_u を採用するのは安全側である。

6. あとがき

本論文は、多くの実工事現場での掘進記録と計測結果を整理分析する形でとりまとめたが、得られた成果が現場にフィードバックされればこの上ない喜びである。今後、さらにデータ収集を継続し、より汎用性のあるものにしていきたい。

最後に、データの収集に御協力いただいた泥土加圧シールド工法協会加島豊氏、現場計測を御支援いただいた東京都下水道局の関係各位及び論文をまとめるにあたり、適切な御意見、御指導を賜った法政大学の草深守人教授に紙面をかりて深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 二村 淳：シールドトンネルの新技術(6), トンネルと地下, 第21巻11号, pp.67~74, 1990年11月.
- 2) 水谷 敏則ほか：シールドトンネルの切端の安定に関する検討, 土木技術資料, 第26巻, pp.15~20, 1984年11月.
- 3) 村山 朔郎ほか：機械式シールドの切羽形状が地盤変形に与える影響, 第19回土質工学研究発表会, pp.1405~1408, 1984年6月.
- 4) 藤原 正明ほか：土圧シールド工事における現場計測結果, 第16回土質工学研究発表会, pp.1525~1528, 1981年5月.
- 5) 平田 武弘：土圧式シールド掘削に伴う軟弱粘性土地盤の挙動と施工管理, 土木学会論文集 No. 355, pp.114~123, 1985年3月.
- 6) 遠藤 浩三・佐々木 道雄：土圧系シールド工法, 鹿島出版会, pp.15~52, 1982年7月.
- 7) 森 麟ほか：粘土地盤中のシールド機の周面摩擦力に基づく土の動きに関する基礎的研究, 土木学会第41回年次学術講演会, pp.827~828, 1986年11月.
- 8) 稲葉 力ほか：軟岩地山で作用する摩擦力について, 第24回土質工学研究発表会, pp.1713~1714, 1989年6月.
- 9) 吉田 保ほか：洪積地盤における泥土圧シールドの施工と計測結果その1, 第21回土質工学研究発表会, pp.1721~1722, 1986年6月.
- 10) 佐々木 道雄ほか：R16mの超急曲線部を密閉型シールドで抜く, トンネルと地下, 第21巻8号, pp.7~13, 1990年8月.
- 11) 大豊建設株式会社：泥土圧シールドの大断面化に関する研究報告書, 1988年3月.
- 12) 平出 亨・真木 逸美：泥土圧シールドで急曲線を掘る, トンネルと地下, 第18巻9号, pp.7~15, 1987年9月.
- 13) 前田 正博ほか：後楽園の直下を泥土圧シールドで掘る, トンネルと地下, 第20巻3号, pp.7~15, 1989年3月.
- 14) 吉田 保ほか：沖積地盤における泥土圧シールドの施工と計測結果, 第24回土質工学研究発表会, pp.1723~1724, 1989年6月.
- 15) 前田 誠ほか：近接並列シールドで土かぶりの浅い軟弱地盤を掘進, トンネルと地下, 第20巻2号, pp.27~35, 1989年2月.
- 16) 山田 孝治ほか：洪積地盤における泥土圧シールドの施工と計測結果その2, 第21回土質学会研究発表会, pp.1723~1724, 昭和61年6月.
- 17) 吉田 保ほか：下水道大田幹線その4工事における既設陸橋の近接施工例, 基礎工, Vol.19, No.3, pp.92~98, 1991年3月.
- 18) 金安 進ほか：洪積層を大断面泥土圧シールドで掘る, トンネルと地下第21巻11号, pp.47~55, 1990年11月.
- 19) 土木学会：トンネル標準示方書(シールド編)・同解説, pp.90~93, 1986年6月.
- 20) 岸田 隆夫・吉見 吉昭：砂と金属材料との間の摩擦抵抗, 第12回土質工学研究発表会, pp.295~298, 1977年6月.
- 21) 岸田 隆夫ほか：砂と金属材料との間の摩擦抵抗(その2), 第13回土質工学研究発表会, pp.437~440, 1978年6月.
- 22) 佐藤 孝治・渋江 昌志：砂とコンクリート面間の摩擦抵抗に関する実験研究, 第16回土質工学研究発表会, pp.557~560, 1981年5月.
- 23) 東京都下水道局：泥土圧シールドに伴う地盤変状調査報告書, pp.116~120, 1990年6月.

(1991.4.2受付)

EARTH PRESSURE AT A CUTTING FACE AND FRICTION RESISTANCE BETWEEN A SHIELD AND SURROUNDING SUBSOILS IN CASE OF TUNNELLING BY MUD PRESSURE BALANCED SHIELD

Tamotsu YOSHIDA and Koji YAMADA

Several conventional formulas are proposed for estimating earth pressure induced at a shield tunnel cutting face and friction resistance induced around a shield during shield thrusting. However, the validity of them are not yet clarified due to lack of field observed data for comparison. The authors collected field observed data of the earth pressure and the friction resistance as to 22 shield tunnels excavated by mud pressure balanced shield. Basing on the data, they investigated on actual earth pressure at rest at a cutting face and actual friction resistance around a shield and compared them with values calculated by the conventional formulas.