砂質地盤の泥水式シールドにおけるカッタービット間切羽部の安定メ カニズム

The Mechanism of the Face Stability Between Cutter Bits in Sandy Soils by Slurry Type Shields

森 仁司*

Hitoshi Mori

要 約

泥水式シールドの切羽は連続切削により泥膜ができにくく有効泥水圧が小さいので,本 研究ではカッタービットの押さえのないビット間切羽部の安定メカニズムを調査し,この 安定に要する有効泥水圧の解明を試みた.

その結果,ビット間切羽部で不安定なのは表面付近のみで,ビット間切羽部の安定に必要な有効泥水圧は φ6 m 実機の場合9 gf/cm² (882.6N/m²) 程度であることが分かった。また,この大きさの有効泥水圧の確保は泥水性状によっては,困難な場合があることを示唆した。

- 目 次
- §1. はじめに
- §2. 実験概要
- §3. ビット間の切羽面の安定について
- §4. 実際のシールド機におけるビット間切羽面の 安定の検討

§1. はじめに

泥水式シールド工法における砂質地盤での従来から考 えられている切羽安定機構は、切羽面に作用する地圧を 地下水圧分と有効土圧分に分け、この両者に対し、泥水 圧で対抗するものとしている。そのうち有効土圧分に対 しては切羽面に完全に形成された不透水性の泥膜を介し て、泥水圧と地下水圧との差圧が有効に作用して切羽安 定を図ると考えている。このような考え方で泥水圧を設 定し、また、泥水の品質管理を行ってきた^{1)~2)}.

しかし,筆者らの研究³⁾によれば,切羽は15~45秒毎に カッターにより切削されるので,泥水は切羽地盤にある

*技術研究所土木技術課

程度浸透し,地下水に流れが生じて切羽地盤の間隙水圧 が上昇する。特に従来,泥膜の形成性が良く有効泥水圧 が生じやすいと考えられてきた透水性の小さい砂層にお いても,現場のような長い排水距離の場合には,間隙水 圧はかなり上昇して有効泥水圧は非常に小さくなること が分かった。また,切羽全体に作用する有効土圧は,全 カッタービットの切削力の切羽直角方向成分(カッター 圧)により対抗安定させるものであることも示した。

しかし、切羽全体の有効土圧には、カッター圧によっ て対抗できるものの、カッタービットとカッタービット (以後、ビットと略す)の間の切羽面では、カッター圧は 直接作用しておらず、しかも間隙水圧の上昇により有効 泥水圧はごくわずかな状態であるので、このビット間部 の切羽面の安定がどのように達成されいるか未だ不明で ある。

そこで本研究では、ビット間面積部の切羽崩壊実験を 行い、ビット間部の切羽安定のメカニズムと、この安定 に要する押え圧(有効泥水圧)がどの程度の値を確保で きればよいかについて調査した.また、この考え方を、 実際のシールド機におけるビットの配置から生じる最大 のビット間面積に適用した.このとき、この面積の奥は、 ビットによる切羽面加圧力の拡散伝達によって押さえら れるので、この効果を考慮に入れて、ビット間切羽面積 部の安定に必要な圧力の解明を試みた。

§2. 実験概要

本研究では、ビット間の切羽面の安定のメカニズムと 泥水の役割を明確にするために、切羽面を泥水の他に水 を用いて加圧して調査した(以後、水加圧実験と泥水加 圧実験と呼ぶ).また、泥膜だけの効果を明確にするため に、泥水を加圧して切羽面に泥膜を形成させた後に、チ ャンバー内の泥水を水に置換してから水加圧して切羽部 の安定に必要な押え圧を求める実験(以後、泥膜水加圧 実験と呼ぶ)を行った。

2-1 実験装置

本実験の装置は、土槽、泥水タンクおよび背水圧タンク から成っている。装置の概略を Fig. 1 に示す。



土槽(高さ90cm,縦80cm,横40cm)は,泥水式シール ドのビットの間の切羽とチャンバーをモデル化したもの であり、切羽とチャンバーの間は引戸(幅10cm)によっ て仕切られている.ビット間の横幅は40cmに固定し,ビ ット間の高さは、引戸の前の矢板の高さを変えることで 5,10,20cmと変化させることができる.土槽上部には,上 載圧を作用させるためのゴムの風船が取り付けてある. また、土槽側面の一方を、切羽地盤の破壊形状を観察で きるようにアクリル板とした.

つぎに、切羽後方の土槽の壁面には排水層があり、切 羽からの浸透水が、ここから排水用タンクに流入し、オ ーバーフローする.この壁には、間隙水圧測定のための 間隙水圧計とピトー管を設置してある.土圧計は上載圧 を測定できるようにチャンバーの天井部に設置し,また, 土槽の側面の一方にも切羽崩壊時の土圧変化を測定する ために土圧計を配置した.チャンバー内には,泥水圧を 測定するために,チャンバーの底面から20 cmの位置に圧 力計を配置した.

泥水タンクは、円筒形のアクリル製で、ワイヤーによって吊り下げられており、ビニールパイプによってチャンバーと連結されている。また、このタンクは、無段階ウインチと変位計によってmm単位の精度で上下させることができる。これによって、チャンバー内に誤差±0.001 kgf/cm² (0.0981 kN/m²) 以内で0~0.200 kgf/cm² (0~19.6kN/m²) の圧力変化を与えることができる。

背水用タンクは、土槽内に所定の地下水圧をかけるた めの円筒形のアクリル製のもので、土槽内の排水層と2 本のビニールパイプで連結されている。

2-2 地盤試料と使用泥水

切羽地盤に用いた試料は,豊浦標準砂を用いた.地盤の 締固め方法は,砂を水中落下させ,下部より水を抜き, 毎回均一な地盤を作製するように努めた.砂の性状は, Table 1 に示す.

Table 1 豊浦標準砂の性状

間隙比	比重	乾燥密度	水中密度	透水係数
е	Gs	$ ho_{ m d}(g/ m cm^3)$	$ ho_{sub}(g/ ext{cm}^3)$	K (cm/sec)
0.792	2.65	1.479	0.921	1.45×10^{-2}

実験で使用した泥水材料は,群馬産 # 300のベントナ イトを使用し,泥水濃度は水重量比で14%とした.作泥 方法は,攪拌機によって10分間攪拌し,20時間養生させ, 実験開始前に3分間再攪拌する.使用した泥水の特性を Table 2 に示す.

Table 2 14%ベントナイト泥水の特性

比重	ファンネル粘性 (sec)	イールドバリュー (<i>i</i> bf/100ft ²)
1.07~1.075	77~83	27~33

2-3 実験方法

水加圧実験および泥水加圧実験は、チャンバー内の水 または泥水圧を設定圧0.2 kgf/cm² (19.6 kN/m²) に保 ち、地盤に上載圧をかける。同時に背水用タンクによっ て、地下水圧0.1 kgf/cm² (9.81 kN/m²) を作用させて 実験を開始する。つぎに、地盤とチャンバーの間を仕切 っている引戸を引き抜き、引き抜き終了後、間隙水圧が 一定になったところで泥水タンクを少しずつ下げて,チャンバー内の圧力を低減させる。切羽が崩壊した時のチャンバー圧を記録し,崩壊状況を観察した。

つぎに, 泥膜水加圧実験は, チャンバー内の泥水圧を 設定圧0.2 kgf/cm² (19.6 kN/m²) に保ち, 地盤に上載 圧をかける. 同時に背水用タンクによって地下水圧を作 用させ, 引戸を引き抜く. その後, 泥膜が完全に形成さ れたのを確認した後 (排水面での流量=0), チャンバー 下部のバルブから泥水を抜きながら同時に泥水タンク中 に入れた水を供給した. 泥水と水では比重差があるので チャンバー内の泥水は完全に水に置換される. その際, チャンバー内の圧力が低下しないように流出, 流入を調 整した. 置換終了後チャンバー圧を少しずつ下げる. 切 羽が崩壊したら, その時のチャンバー圧と崩壊状況を記 録観察し, 崩壊が地盤上端まで波及したところで実験を 終了した. また, 各実験中, チャンバー圧, 間隙水圧, 土圧を30秒毎に測定した.

§3. ビット間の切羽面の安定について

3-1 ビット間切羽面の崩壊形状について

(1) 水加圧実験

Fig.2は、ビット間高さ20cm、上載E0.374 kgf/cm² (36.7 kN/m²)で、チャンバー圧0.2 kgf/cm²(19.6 kN/ m²)、地下水圧0.1 kgf/cm² (9.81 kN/m²)の状態で水 を浸透させて、浸透力により切羽面が保持されているこ とを確認した後、徐々にチャンバー圧を下げて切羽の崩 壊形状を観察したものである。



Fig.2 ビット間の切羽面の崩壊形状(水加圧)

図から,差圧(チャンバー圧-土槽排水端での間隙水 圧)を0.087 kgf/cm²(8.53 kN/m²)まで下げたときに, 直立していた初期切羽面の砂粒子は連続的に落下を始 め,まず図中の②で示される形状(初期崩壊)で止まっ た. この初期崩壊時の動水勾配は, *i*=2.18である. さら にチャンバー圧を差圧0.062 kgf/cm² (6.08 kN/m²) ま で下げると、再び、砂の落下が始まり、③の形状で停止 し、差圧0.049 kgf/cm² (4.81 kN/m²) で④形状に、差 圧0.041 kgf/cm² (4.02 kN/m²) で⑤形状になってそれ ぞれ停止安定する. 差圧が小さいほど崩壊形状は大きく なる. つぎに、差圧を0.038 kgf/cm² (3.73 kN/m²) よ り少しでも下げると、地盤表面まで及ぶ最終崩壊が生じ た.

また、ビット間高さだけを5cm、10cmと変化させたと きの切羽の崩壊形状は、Fig.2に示した崩壊形状と同様 な軌跡をたどり、地盤表面まで及ぶ崩壊に進展した。ビ ット間高さが変化しても崩壊形状は相似形となり、どの ビット間高さでも崩壊領域天端部の幅がビット間高さの 約0.6倍で、切羽底部での立ち上がり角が約45度になり、 図中の点線で示した⑤の形状になると最終崩壊が起こっ た.

Table 3 は, ビット間高さを5 cm, 10 cm, 20 cmと変化 させたときの各崩壊形状での崩壊差圧を示したものであ る.

崩壞圧	ビット間隔				
(kgf/cm²)	20cm	10cm	5 cm		
	0.087	0.089	0.087		
2	0.062	0.029	0.014		
3	0.049	0.0265	0.013		
4	0.041	0.025	0.011		
最終崩壞⑤	0.038	0.0214	0.010		

Table 3 ビット間隔と崩壊圧の関係

表から,ビット間高さが変化しても初期崩壊時の差圧 はほぼ同じになっているが,その他の崩壊時の差圧はビ ット間高さに比例している.

(2) 泥膜水加圧実験

前述の(1)と同様なビット間高さ20cm,上載圧0.374 kgf/cm²(36.7 kN/m²),チャンバー圧0.2 kgf/cm²(19.6 kN/m²),地下水圧0.1 kgf/cm²(9.81 kN/m²)の状態 で,水の代わりに泥水で加圧し,不透水性の泥膜を形成 させた後に,チャンバー中の泥水を水と置換して崩壊圧 に及ぼす泥膜だけの効果を調査した.

崩壊状況は、徐々にチャンバー圧を下げると、水加圧 の場合ような段階的な崩壊は発生せず、差圧が、(1)より 小さい0.015 kgf/cm² (1.47 kN/m²) に達すると地盤上 面部まで一気に崩壊した. したがって、この差圧が最終

崩壊圧でもある.

崩壊は、まず切羽表面の泥膜と砂粒子が崩落を始め、 その後、Fig.2に示した水加圧の場合と同様な崩壊形状 の軌跡をたどり、地盤上面まで崩壊した.また、どのビ ット間高さでも崩壊形状は相似形となった.

(3) 泥水加圧実験

この場合も(1),(2)と同じ初期状態で、切羽面を泥水で 加圧し、その後、徐々にチャンバー圧を下げて行った時 に、切羽の崩壊形状は、Fig. 3のようになった。



Fig.3 ビット間の切羽面の崩壊形状(泥水加圧)

崩壊状況は、泥膜水加圧の場合と同様に段階的な崩壊 ではなく、差圧が(2)よりもさらに小さい0.003 kgf/cm² (0.294 kN/m²) で地盤上面まで最終的なすべり崩壊が 生じた.また、すべった砂は、象鼻形の塊となってチャ ンバー内に落ち込んで行った。

崩壊形状は、切羽底部での立ち上がり角が約55~65度 で、水加王や泥膜水加圧とは異なる形状となった.また、 どのビット間隔でも崩壊形状は相似形となった.

3-2 ビット間高さと切羽面の崩壊圧について

Fig. 4 は、上載王0.374 kgf/cm²(36.7 kN/m²)で、 ビット間高さを5,10,20 cmに変化させた時の水加圧、泥 膜水加圧および泥水加圧実験における切羽安定のための 最終崩壊圧を示したものである。



図から, ビット間隔と崩壊圧は比例することが分かる. また, ビット間高さ20 cmの場合で, 水加圧実験の時の 0.038 kgf/cm² (3.73 kN/m²) に対して, 泥膜水加圧実 験では0.015 kgf/cm² (1.47 kN/m²) とかなり小さくな り, 切羽表面の砂粒子を泥膜によって拘束するだけで崩 壊圧はかなり小さくなる.また, 泥水加圧実験では0.003 kgf/cm²(0.294 kN/m²)であり, 泥膜水加圧よりもさら に小さくなることが明らかになった.

3-3 ビット間の切羽面の安定のメカニズムについて 前節の水加圧,泥膜水加圧および泥水加圧の三種類の 実験結果から,ビット間の切羽面の安定のメカニズムに ついて考察する。

まず、水加圧によるビット間切羽面の安定はチャンバ ー圧と地下水圧との差圧によるものではなく, チャンバ ーと土槽排水端との動水勾配で生じる浸透力が切羽部の 砂粒子に水平方向の圧力を加え、すべり崩壊を防止する とともに、切羽面の砂粒子の落下を防止している。チャ ンバー圧を下げると浸透力が低下するために、切羽表面 の砂粒子の拘束力が不足し、切羽表面から砂粒子が次々 と落下して切羽面がえぐられ、この崩壊が切羽の奥へと 次第に進展する(初期崩壊)。この初期崩壊は、切羽表面 の砂粒子の一つ一つが浸透力によりその表面に留まれる か否かで決まるので、崩壊圧にはビット間高さは関係な くなる。つぎに、この浸透力に対応して安定する崩壊形 状に到達すると崩壊が停止する。この場合,崩壊空洞周 辺には安全に寄与する地中アーチが形成される。さらに、 チャンバー圧を下げ浸透力が減少すると、その崩壊形状 では安定できずに砂粒子の落下が始まり、その浸透力に 応じた安定な崩壊形状まで進行してから停止する.崩壊 領域が、Fig.2の⑤の形状以上になると、地盤内に形成 されたアーチとその時の浸透力によってアーチ上部に作 用する土圧を支えきれなくなって全体的な崩壊が生じ る、したがって、この段階的崩壊の崩壊差圧は、ビット 間高さによって変化するアーチ作用で決まるので,ビッ ト間高さに比例すると考えられる。この時の崩壊斜面の 角度は、その砂の水中での安息角とその時の浸透力によ って定まるものと思われ、本実験の場合は45度前後にな った

また,第一回目に当たる初期崩壊時の動水勾配は *i*= 2.18であるが,現場では排水距離が長いので,このよう な大きさの動水勾配を与えることは困難であるから,水 加圧によるビット間部切羽面の安定は不可能である.

つぎに,泥膜水加圧実験の場合は,不透水性の泥膜に より切羽表面の砂粒子の落下が拘束され,差圧がすべて 有効押え圧として切羽面に作用するため、切羽部全体に 砂のせん断抵抗力が発揮される。したがって、このよう な状態でのビット間部の崩壊圧は、水加圧に比べてはる かに小さくなる。しかし、チャンバー圧がかなり低下す ると切羽地盤がチャンバー側に押し出され、泥膜に亀裂 が入り泥膜と共に砂が崩落すると、その後は次々と砂粒 子が崩れ落ち水加圧と同様な崩壊状況となる。この場合、 差圧が水加圧の最終崩壊圧より小さくなっているので、 途中で止まることなく最終崩壊に至る。

泥水加圧実験の場合も、泥膜により切羽表面の砂粒子 の変位が拘束され、差圧がすべて有効押え圧として切羽 面に作用する.また、チャンバー圧の低下によって、切 羽表面の泥膜が崩壊しても、泥水による泥膜の再編成作 用や泥水自身のせん断抵抗力により砂粒子の崩落を防ぐ ので、この状態では崩壊せずビット間部の切羽地山が土 塊として、Fig.3に示したようなすべり破壊が生じる. したがって、崩壊圧は、泥膜水加圧に比べてさらに小さ いものになる.

以上のことから、ビット間部の切羽面を安定させるに は、泥膜泥水加圧することが最も効果的である。しかし、 実際の泥水式シールドでは、切羽面は15~45秒毎にビッ トにより切削されるので強固な泥膜形成は期待できず、 ある程度泥膜が形成されたとしても、その泥膜の切削直 後に切羽の砂粒子の落下が連続的に生じ、ビット間部の 崩壊が起きる可能性がある。

3-4 泥水によるビット間切羽面の必要押え圧

以上の結果から、まず、ビット間部の切羽面を安定さ せるには、泥水により切羽面からの砂粒子の崩落を防ぎ、 さらに有効泥水圧によりすべり崩壊を防止することであ ることが分かった.そこで、ビット間の切羽面のすべり 破壊を防止するのに必要な押え圧(有効泥水圧)を、泥 水加圧実験の崩壊形状をもとに算定し、実験結果と比較 してみる.

まず、必要押え圧の算定方法は、従来からいくつかの 切羽安定の計算手法⁴⁾が提案されているが、本実験の崩 壊形状が Fig. 3 に示すようになったことから、村山ら⁵⁾ の提案している切羽底部での立ち上がり角が主働角($\pi/$ $4+\phi/2$)で、天端で鉛直をなす対数ら線と考える。また、 その崩壊領域上部に作用する鉛直土圧は、本実験の土被 りがビット間高さの2倍以上あることから、同じく村山 ら⁶⁾による鉛直ゆるみ土圧が作用するものと考え、その 鉛直ゆるみ土圧 $p(\text{kgf/cm}^2)$ は、近似的に(1)式で算定で きる。

$$p=0.62\gamma_s B$$

(1)

ここで,

γs:砂の水中単位体積重量(kgf/cm³)

B:ゆるみ幅 (cm)

Fig.5は、泥水加圧実験におけるビット間高さと切羽 崩壊圧との関係を示したものである。図中の直線が、対 数ら線すべり面と(1)式から算定される鉛直ゆるみ土圧を 用いて必要押え圧を計算したものである。



Fig.5 ビット間隔と崩壊圧の関係(泥水加圧実験)

図から,計算値は,泥水加圧実験の実測値を良くシミ ユレートしている.したがって,上記の方法から算定さ れる必要押え圧(有効泥水圧)を確保できればすべり崩 壊を防止できるので,ビット間の切羽面は安定できると 考えられる.

§4. 実際のシールド機におけるビット間 切羽面の安定の検討

4-1 ビット推力の伝播がビット間切羽深層部の安定 に与える作用

前章において、ビット間の切羽安定のメカニズムと切 羽面の安定に必要な押え圧(有効泥水圧)について調査 した.しかし、実際のシールド機におけるビット間隔は、 実験に用いたビット間隔よりかなり大きな所があり、ビ ットによって押さえられない面積として相当に広い所が 存在する.また、実際の切羽地盤では、有効泥水圧が一 般に非常に小さいので、3-4における安定計算方法で 算定される有効泥水圧を確保することが難しい場合が生 じうる.しかし、ビット間の切羽面の少し奥の所ではビ ット圧力の伝播による押え圧が生じ、その部分は崩壊し にくい状態となるので、崩壊しやすい部分は切羽表面か ら浅層部分に限定される.したがって、必要な有効泥水 圧は計算値より小さくなるはずである.そこで、実際の シールド機の形状とビット配置およびビット推力の伝播 効果を考慮に入れて、ビット間の切羽面の安定について 検討を行った。

4-2 実際のシールド機のビット推力による切羽面 押え効果のモデル化

ビットによる切羽面の押え効果を検討するために, Fig. 6 に示すような施工条件を設定して考える.また, 実際の泥水式シールド機において一般と考えられる Fig. 7 のようなビット配置を簡略化して, Fig. 8 のよう にモデル化する.図中の三角形がビットに相当し,この ビットから地盤にビット圧が拡散伝達されると考える. また,図中のハンチング部分がビット間の切羽面を意味



Fig.6 施工条件



Fig.7 泥水式シールドの一般的なビット配置



Fig.8 ビット配置のモデル化図

する. つぎに, Fig.9 に示すように, 一つのビット圧力 の地盤への伝播形状は, (2)式で示されるの Boussinesq の単一集中荷重が作用した時に形成される圧力球根と考 える.





$$\sigma = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{r^5}$$

(2)

ここで,

2: 推力作用軸上の切羽面からの距離(cm)

r:推力作用点からの距離 (cm)

σ:切羽面に垂直な応力(kgf/cm²)

P:ビット一本当りの推力 (kgf)

Boussinesqの圧力球根は、地盤を弾性体として考え ているが、実際のビットは地盤を切削しているので、ビ ットの接触面付近では地盤は塑性状態となっている。し たがって、厳密には接触面付近の応力状態は Fig. 9 に示 すようなものと多少異なると考えられる。しかし、ビッ トの接触面付近を除く奥の地盤は弾性体と見なせるとし た.

また、ビットは回転移動しているので、ビットが押さ えている切羽面の位置は刻々と変化しているが、ビット による切羽面の押え効果の検討に際しては、Fig.8中の ビットで囲まれた扇形の円弧部分がシールドのクラウン 部にきた場合を考えることにした。

4-3 ビットに作用する推力の推定

ビットによる切羽面押え圧を求めるには、全ビットに

作用する合計推力を知る必要がある。しかし、シールド 工事においては、シールド機の全推力は測定されている ものの、全ビットに作用する合計推力だけをを直接測定 した例は非常に少ない。そこで、シールドカッターによ る切羽の押え圧は、砂質地盤ではその位置での有効静止 土圧以上になると考えられることと⁷、カッター圧の制 御が難しい点から、ここでは安全側で静止土圧の大きさ 程度とする。したがって、シールド断面積に作用する有 効静止土圧 P₀ (kgf) は、(3)式のようになり、全ビット 数を n とすると、ビット1本当りの推力 F₀ (kgf) は、 (4)式により求められる。

$$P_{0} = \frac{\pi D^{2}}{4} \times k_{0} \{ \gamma_{t} (H - h_{0}) + \gamma_{s} h_{0} \}$$
(3)

$$F_n = \frac{P_0}{n} \tag{4}$$

ここで,

D: シールド外径(cm) $K_0:静止土圧係数$ H: 全土被り(cm) $h_0:地下水位の高さ(cm)$ $\gamma_t:地下水位以上の土の単位体積重量(kgf/cm²)$ $\gamma_s:地下水位以下の土の単位体積重量(kgf/cm²)$ **4-3** ビット推力の大きさとビット推力の伝播

Fig. 10は, Fig. 8のようなビット配置で直径6 mの シールドを考え,その最もビット間隔の大きい部分を示 したものである.図から,最大のビット間面積 ABCD の 高さは,最も安全側で考えるとシールド半径の3 m にな る.また,全ビットに作用する合計推力は,(3)式から430 tf (4218kN) となり,ビットの総数はシールド全面で45 個なので,(4)式からビット1本当り9.56 tf (93.8 kN) が作用する.



Fig.10 ビット間の切羽面図

一方,ビット圧力がまったく伝播しない場合,最大ビ ット間3 mにおける必要押え圧は, Fig. 6 に示した地 盤条件と3-4節の村山らの計算方法から,0.031 kgf/ cm² (3.04 kN/m²) を得る.したがって,ビットからの 伝播圧力が0.031 kgf/cm² (3.04 kN/m²) を超える切羽 領域は安定と考えられる.

つぎに, Fig. 10の面積 ABCD 中にビット1本当り の Fnとして9.56tf (93.8kN) が集中荷重として作用し た時、どの方向のビット間距離もほぼ最大となる AEB 間について地盤の応力状態を Boussinesg の解を用い て算出し、0.031 kgf/cm² (3.04 kN/m²) を超える応力 の作用している領域を求めると、Fig. 11のハンチング した部分となる。この図から、切羽表面付近まで0.031 kgf/cm² (3.04 kN/m²) の応力が作用していることが分 かり、ハンチングされていない領域は切羽から最も深い 所で67.2 cmである. また, シールド中心に近い FG 間や HI間では、0.031 kgf/cm²(3.04 kN/m²)の応力の作用 していない領域の深さはさらに小さくなる。押え圧が 0.031 kgf/cm² (3.04 kN/m²) 以下となる切羽表面部の 土塊は, 凹凸のある形状となるがおおよそ Fig. 12 に示 すような薄い厚さの平らな三角すい状の土塊に近似でき ると考えられる. ただし, この土塊にも0.031 kgf/cm² (3.04 kN/m²) 以下の押え圧は伝播している.

4-4 ビット間の切羽表面部の必要押え圧について 今度は、前節で示したビットからの押え圧が不足する



Fig.11 ビット圧の切羽地盤への伝播状況(e-e'断面)



Fig.12 ビット圧が不足する土塊の模式図

Fig. 12のような三角すいの土塊を安定させるのに必要 な押え圧について検討する.

まず,この三角すいの土塊を Fig. 13(a)のような 2次 元の三角形で近似する.ここで、土塊の最も厚い所は Fig. 11 の深さ67.2 cmとなるが、2次元の計算に際して は土塊は三角すいであるので、最大厚さとして重量的に 安全側になる半分の厚さの33.6 cmとした.また、土塊の 高さは、最大高さに当たるシールド半径の3 mとして力 の釣合いから必要押え圧を算定した.その結果、この土 塊のすべり破壊を防ぐのに必要な切羽面押え圧は14.1 gf/cm²(1.38 kN/m²)となった.



Fig.13 土塊の力の釣り合い

また、上述したようにこの土塊にもビット伝播圧は作 用しているので、この土塊に14.1gf/cm²(1.38 kN/m²) 以上のビット伝播圧が作用している領域を考慮すると、 安定を考慮すべき土塊の厚さはさらに薄くなり、Fig.13 (b)のようになる.この必要押え圧を同様な方法で求める と、9.0gf/cm²(0.883 kN/m²)になる.ビット圧力の 切羽表面付近の伝播状況からみて、この値を安全側の必 要最小圧とみなすことができる.

この点について筆者らが現場のような長い排水距離下 で、泥水浸透による切羽地盤での過剰間隙水圧の上昇量 を算定した研究³によれば、豊浦標準砂程度の地盤(透水 係数:1.45×10⁻²cm/s)に、差圧0.2 kgf/cm²(19.6 kN/ m²) (設定泥水圧一地下水圧)で泥水を加圧した場合、14 %ベントナイト泥水では有効泥水圧は2.0 gf/cm²(0.196 kN/m²)程度、ベントナイト10%と粘土33%の混合泥水 では、70gf/cm²(6.88 kN/m²)程度になることが示され ている.したがって、泥水性状によってビット間の切羽 面を安定させる押え圧を確保できるか否かが決まると言 える.しかし、これらの泥水配合は共に、現在の管理基 準では流体輸送上、粘性が高すぎる点を除けば切羽の安 定には十分な泥水と判定される、したがって、対象地盤 条件によっては泥水の適正性状は現在の管理基準とは一 致しない場合があり,このような観点から見直す必要が あろう.

使用した泥水によってビット間の切羽面の安定が図ら れない場合は、切羽面浅層部での崩壊によりビットの接 地点付近の切羽地盤がゆるみ、ビット推力が不足する. その結果、切羽全体の力の釣合が崩れ大きなすべり破壊 につながる可能性がある.

シールド機のカッタービット配置状況が, Fig. 7 より密 な場合にはこの必要押え圧はさらに小さくできるので, 実際のシールド機におけるカッタービットの数や配置も 切削トルクなどが許すかぎりビット間面積部が狭くなる ようにすることが切羽面浅層部の安定上望ましい.

最後に、本研究は、早稲田大学森麟教授の御指導で行ったものであります.ここに謹んで感謝の意を表します. また、実験に際し、近藤啓二君(現鹿島建設)、小川雄二 君(早稲田大学大学院)、鈴木 真君(現熊谷組)には助 力を頂いたことを心から感謝いたします.

参考文献

- 1) 佐々木道雄:わかりやすいシールド技術入門,土木 工学社, pp.59~62.
- 2) 塚田 章他:シールド工法の実際, 鹿島出版会, 1984.
- 3) 森仁司・栗原和夫・森麟・近藤啓二:泥水式シール ドによる砂質切羽地盤間隙水圧とその発生メカニズム,土木学会論文集,第430号/III-15, pp115~124, 1991,
- 4) 二村 敦:シールドトンネルの新技術(6), トンネ ルと地下, VOL 21, NO.11, pp.67~74, 1990.
- 5)村山・遠藤・橋場・山本:機械化シールドの切羽面 の安定に関する実験的研究,第21回土木学会年次学術 講演概要III, pp.73~74,1966.
- 6)村山朔郎・松岡 元:砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究、土木学会論文集、第187号、 pp.95~108, 1971.
- 7) 栗原和夫・森麟・田村昌仁:泥水式シールドの適正
 泥水圧に関する実験的研究、土木学会論文集、第409号
 /VI-11, pp.37~46, 1989.