

泥水加圧式推進工法における泥膜の強度特性について

Mechanical Properties of Mud Screen in Using Pipe-Jacking

島田 英樹*・鎌田 修司**・久保田 士郎***・松井 紀久男****

Hideki SHIMADA, Shuji KAMADA, Shiro KUBOTA and Kikuo MATSUI

Recently, for the concern of safety in constructions as well as for environmental and economical reasons, an efficient small-diameter shallow tunneling method has become increasingly important for outside plant engineering such as water supply, gas, electricity and so on. In particular, for construction work near existing facilities, an underground tunnel excavated by the pipe-jacking is becoming increasingly popular to avoid adverse effects.

Basically, the pipe-jacking system involving the pushing or thrusting of the drive machine through the concrete pipes ahead of jacks. The method utilizes the mud slurry which is formed around the pipes for stability of surrounding soil. However, it is not well understood the behavior of the soils and mud slurry around the pipes.

From this point of view, this paper discusses the mechanical properties of mud screen and the resistance between pipe and mud slurry by means of the shear test and in-situ data.

1. はじめに

推進工法は都市における埋設工法の中で有効な方法として多用され、急速な進歩を遂げてきている¹⁾。しかし一般的な推進工法は、掘削に伴う地山の緩みによる土荷重を推進管自体の剛支保作用により保持しているため、これの長距離推進あるいは曲線推進の際、推進抵抗が急増する傾向にある²⁾。この問題の解決を図り、長距離、曲線推進現場への適用を目指したものが、近年発展のめざましい泥水加圧式推進工法である。しかし本工法は、これまで工学的に脚光を浴びなかったため、系統的かつ普遍的な検討が見られず、未だ現場経験に依っている場合が多い。したがって、本工法の安全かつ効果的な施工を行うためには、本工法において最も重要かつ基礎的な因子である泥水および泥膜の基礎的な特性を把握する必要がある。

そこで本報告では、余掘り部に泥水を注入した後に形成される泥膜の強度特性をはじめ、本工法における適切な推進力算定式を得る上で必要な管と泥水のせん断抵抗を把握するために、せん断試験から得られた結果や現場実績データをもとに種々検討した結果について述べる。

*	正会員	工博	九州大学大学院助教授	工学研究科地球資源システム工学専攻
**	非会員		九州大学大学院工学研究科	地球資源システム工学専攻
***	非会員	工博	九州大学大学院助手	工学研究科地球資源システム工学専攻
****	正会員	工博	九州大学大学院教授	工学研究科地球資源システム工学専攻

2. 泥水加圧式推進工法の概要

本報告で取り扱う泥水加圧式推進工法は、掘削機前方切羽部に高濃度泥水が充填され、地下水压にバランスさせながら掘進する1工式である。一般に、推進長が200m以上の推進は長距離推進と呼ばれ、曲率半径が50m以下の推進は曲線推進と呼ばれている。本工法では、種々の特性を有する地山に対しても、上記の推進距離および曲率半径を補助工法なしで施工できるという実績が得られている³⁾。

本工法では、推進管の先端に取り付けられた掘進機の推進力を元押しジャッキによって、推進管であるヒューム管の耐荷力の範囲内で与えて掘削が行われる。本工法では、推進管径よりも常に30～60mm程度大きく地山が掘削される。そして、掘進機と地山の間に生ずる余掘り部に、掘削対象地山に適合した高濃度の泥水が加圧充填される。この泥水は、粉末粘土、CMC、逸泥防止剤等を混合させたものであり、その機能は次のとおりである。すなわち、余掘外周部に泥水を加圧充填させることにより、余掘部縁に泥膜が、その近傍地山に泥水浸透層が形成される。その結果、これらの存在と加圧泥水の作用により地下水の流入防止および地山の土粒子の移動崩落が抑えられ、地山の安定性の確保等の効果が得られる³⁾。また、形成された泥膜と推進管の隙間に泥水を充填することにより、推進抵抗の低減を図ることができる。

3. 試験方法および試料

まず、泥膜の強度特性の測定方法について述べる。泥水加圧式推進工法では、推進管と地盤との間に常に加圧された泥水が供給されるため、形成される泥膜中の間隙水も一定に保たれる。そこで、現場に適合した条件で泥膜の強度特性を計測するために、圧密後に供試体の体積を一定に保ちながらせん断を行う圧密定体積せん断試験⁴⁾を実施した。用いた試料は、水、CMC、逸泥防止剤、粉末粘土、マサ土を表1の配合比で30分間攪拌することにより作製した泥水を瀝水試験容器に流入させた後、2kgf/cm²の圧力を作用させることによって泥膜を作製した。この泥膜を高さ20mm、内径60mmのカッターリングに収め、カッターリングから押し出すようにしてせん断箱にセットし、せん断箱上部に加圧板を取り付けた後、泥膜を圧密圧力1～4kgf/cm²で60分間圧密した。圧密終了後、上下せん断箱間の摩擦を防止するため約0.2mmの隙間を開け、せん断速度0.25mm/minでせん断荷重を与えた。

次に、管と泥水のせん断抵抗の測定方法に関して述べる。本工法は、地山の安定性を確保するために余掘外周部に泥水を注入するため、加圧された泥水が推進管と接触し、推進の際両者の摩擦によりせん断抵抗が発生すると考えられる。そこで、圧密定体積せん断試験の圧密荷重を注入後の泥水压と仮定し、管と泥水のせん断抵抗を求めた。試験は表2の配合比で作製した泥水を30分間攪拌した後、推進管を模した直径60mm、

表1 泥水試料の配合比

実験番号	水(g)	CMC(g)	逸泥防止剤(g)	粉末粘土(g)	マサ土(g)
①	300	0.3	4	180	150
②	300	0.15	4	180	150
③	300	0.45	4	180	150
④	300	0.3	2	180	150
⑤	300	0.3	6	180	150
⑥	300	0.3	4	90	150
⑦	300	0.3	4	270	150
⑧	300	0.3	4	180	37.5
⑨	300	0.3	4	180	75
⑩	300	0.3	4	180	225

表2 泥水試料の配合比

実験番号	水(g)	粉末粘土(g)	マサ土(g)	逸泥防止剤(g)	CMC(g)
①	300	180	37.5	4	0.3
②	300	180	150	4	0.3
③	300	180	225	4	0.3

高さ5mmのコンクリート（水重量：セメント重量＝10：6、水中養生28日間）とともにカッターリングを用いてせん断箱にセットした。そして、せん断箱上部に加圧板を取り付け、泥水試料を圧密荷重 1～4kgf/cm²で圧密した。圧密終了後、上下せん断箱間の摩擦を防止するため、約0.2mmの隙間を確保し、泥水試料が入れている上部せん断箱を0.25mm/minで移動させた。

4. 試験結果および考察

4.1 泥水材料の配合量とせん断特性の関係

前掲表 1 に示した配合比で作成した泥膜を用いて一面せん断試験を行った結果得られた内部摩擦角およびせん断強度を表 3 に示す。この結果をもとに各材料の配合量とせん断特性の関係について以下に述べる。

図 1 に CMC 配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係を示す。この図より、一面せん断試験から得られた泥膜のせん断強度は1kgf/cm²前後、内部摩擦角は28度前後であり、両者とも今回の試験範囲ではほぼ一定であることが分かる。したがって、CMCの配合量の増加に伴う泥膜のせん断特性値への影響はほとんど認められないと考えられる。しかし、CMCの配合量の増大に伴い泥水の粘性が増大することは既報³⁾で報告しており、本工法における最適なCMCの配合量を決定するためには、両者を併せて検討する必要があると考える。

逸泥防止剤とせん断強度および内部摩擦角の関係を図 2 に示す。この図より、逸泥防止剤の配合量が増大するとともにせん断強度および内部摩擦角が増大することが分かる。逸泥防止剤は、透水性の大きな地山に対する逸泥の防止を目的とするものであり、これをより多く泥水中に混入させると注入泥水が地山の隙間に対して目詰まり作用が促進する。したがって、同一の隙間比を有する地山に対して注入泥水中の逸泥防止剤

表 3 泥膜のせん断強度および内部摩擦角

実験番号	内部摩擦角 (deg)	せん断強度 (kgf/cm ²)
①	26	0.98
②	28	1.06
③	29	1.11
④	25.5	0.95
⑤	33	1.30
⑥	37	1.51
⑦	23	0.85
⑧	24.5	0.91
⑨	25.5	0.95
⑩	29.5	1.13

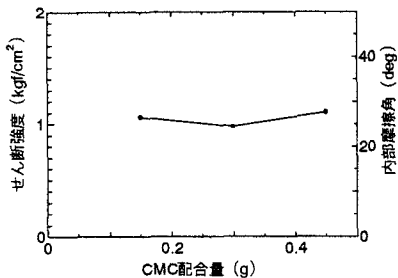


図 1 CMC 配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係

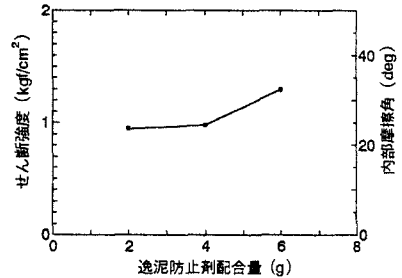


図 2 逸泥防止剤配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係

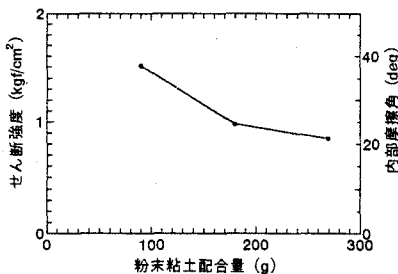


図 3 粉末粘土配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係

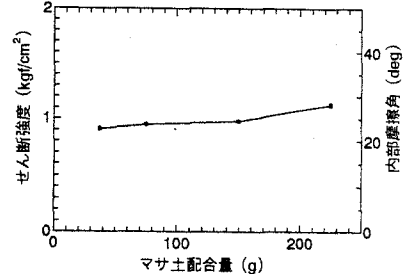


図 4 マサ土配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係

の配合量が増大すると、泥水成分が地山中に浸透し難くなるため形成された泥膜の固形分が増大したと思われる。その結果、今回の試験の範囲内では逸泥防止剤の増大とともにせん断特性値が増大したと考える。

図3に粉末粘土配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係を、図4にマサ土配合量とせん断強度および内部摩擦角の関係を示す。これらの図より、粉末粘土の配合量が増大するにつれてせん断強度および内部摩擦角が減少していることが分かる。一方、マサ土については、配合量の増大もに内部摩擦角およびせん断強度が増大している。

そこで、これらの結果を泥水中に含まれる固形成分に対するマサ土の割合すなわちマサ土の配合比をもとに考察する。図3では、粉末粘土の配合量を変化させた場合におけるせん断特性値の関係を示したが、前掲表3の実験番号⑦の泥水中に含まれる固形成分に対するマサ土の割合は35.4%、⑥の泥水のそれは61.4%となり、粉末粘土の配合量が減少とともにマサ土の割合が増大する。一方、図4ではマサ土の配合量を変化させた場合、表3の実験番号⑧の泥水中に含まれる固形成分に対するマサ土の割合は16.9%、⑩の泥水のそれは55%である。そこで、図5にマサ土配合比とせん断強度および内部摩擦角の関係を示すが、マサ土配合比という観点から見ると、図3および図4の両者ともマサ土の配合比の増大とともに内部摩擦角およびせん断強度が増大するというを示している。

この原因としては、土粒子の種類すなわち地山特性が内部摩擦角およびせん断強度に影響を及ぼしたと考えられる。今回の試験に供した泥膜の成分は、主として粉末粘土およびマサ土であり、マサ土の配合量が増加するにつれて、マサ土配合比が増加し泥膜は砂の性質に近づくと考えられる。一方、粉末粘土の配合量が増加すると、マサ土配合比が減少し泥膜は粘土の性質に近づくと思われる。一般に、内部摩擦角は粘土、粘性土、砂の順に大きくなる。このため、砂の性質に類似した泥膜は内部摩擦角が増大し、粘土の性質に類似した泥膜は内部摩擦角が減少したと考えられる。また、Coulomb の降伏条件式⁵⁾より、内部摩擦角が増大するとせん断強度も増大するため、図5の結果が得られたと考えられる。

これらのことから、マサ土の配合比を増大すると泥膜のせん断強度が大きくなるため、地山の安定性を確保するという観点からは好ましい結果が得られるが、配合比の増大とともに泥水の粘性も増大するため、推進抵抗が増大すると思われる。そこで、次項では泥水成分の配合比と推進管と泥水のせん断抵抗の関連性について述べる。

4.2 管と泥水のせん断抵抗

基本的な推進力算定式は、先端切羽抵抗と推進管周面抵抗力の和として表される³⁾。そこで、既報⁷⁾では泥水加圧式推進工法における推進力算定式について検討した結果、本工法では管と泥水が直接接することから、推進管周面抵抗力としては管と泥水のせん断抵抗を求めることにより得られるということを述べた。この際、泥水の含水比が液性限界より一般に高いため、流体力学の二重円管における流れの解⁸⁾を解くことにより管と泥水のせん断抵抗を算出したが、得られた結果と現場実績データの値は大きく異なっていた。これは、注入泥水の粘性が極めて高いことをはじめ、注入された泥水が地山に浸透するとともに、泥水自体の水分が地山側に逸水し、注入泥水の含水比が液性限界程度以下になることに起因するためであった。そこで、本工法で用いる泥水は液体ではなく固体として挙動すると考え、管と泥水のせん断抵抗（以下、せん断抵抗と略称する）が圧密定体積せん断試験により得られるか否かについて検討した。

先述のように泥水注入後に形成される泥膜のせん断特性は、主に泥水中に存在するマサ土の配合比に影響されることを示したので、今回の実験では表2に示すように、実験番号②を基本配合量とし、マサ土配合量

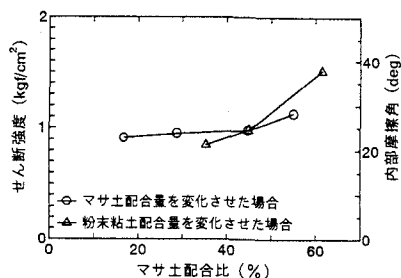


図5 マサ土配合比とせん断強度および内部摩擦角の関係

を1/4、3/2倍に変化させた。表4にマサ土量に変化した場合のせん断抵抗および内部摩擦角を示す。ただし、これらの値は垂直応力 5tf/m^2 が作用した場合の値である。この表より、マサ土の量とともにせん断抵抗が増大していることから、せん断抵抗は用いる泥水の成分に影響されることが分かる。またこの表より、一面せん断試験から得られたせん断抵抗は $2.0\sim 3.5\text{tf/m}^2$ 程度であることが分かる。したがって、マサ土の配合比が小さいほどせん断抵抗が小さいため、推進に必要な推進力が小さく済むことが予測されるが、先述のようにマサ土の配合比が小さいほど泥膜のせん断強度が小さくなるため、地山の安定性という観点からは好ましくない。このため、泥水の適切な配合比を得るためには、両者を総合的に判断する必要があると思われる。

表4 管と泥水のせん断抵抗および内部摩擦角

実験番号	せん断抵抗 (tf/m^2)	内部摩擦角(deg)
①	2.55	27
②	2.77	29
③	3.12	32

図6に推進力算定式より得られた推進距離と管と泥水のせん断抵抗の関係を示す。この図は、既報⁷⁾に示した5箇所の現場実績データを用いたものである。この図より、推進初期の段階では発達立坑周辺に薬液注入などによる地盤改良が行われているため、かなりのバラツキが認められるが、推進が進行するにつれて徐々にせん断抵抗が一定になり、 $0.03\sim 0.20\text{tf/m}^2$ の範囲内の値を示すことが分かる。また、これらの現場では、土被りや地山条件がかなり異なるにも関わらず、このような一定範囲内の値を示すことが分かる。

以上の一面せん断試験結果と現場実績データを比較すると、本試験から得られた値の方が大きいことが分かる。この原因としては、まず現場における管の推進速度が 10cm/min 程度であり⁷⁾、試験に用いたせん断速度と大きく異なることが考えられる。また、泥水が管表面で圧密することなく管に泥水圧を与えている可能性があるため、今回の試験法では現場の現象を的確に表現していないことが推測される。さらに、この試験条件は、圧密と非排水の極端な場合に対応するものであり、現場のせん断条件は圧密非排水や非圧密非排水、圧密排水条件の中間的な状態であるため、せん断抵抗に相異が認められたと考えられる。したがって、この試験法では精度の高いせん断抵抗を決定することは困難であるが、より安全側の概値を得るという意味で工学的に有用であると思われる。

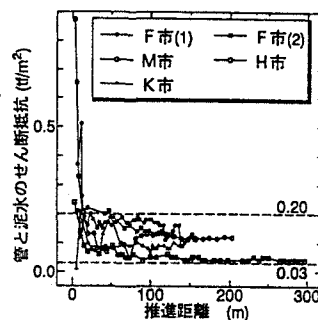


図6 推進距離と管と泥水のせん断抵抗の関係

5. まとめ

本報告では、泥水加圧式推進工法において地山の安定性を評価するために必要な泥膜の強度特性および推進力算定式の算出に必要な管と泥水のせん断抵抗について一面せん断試験を行うことにより検討した。その結果、泥膜のせん断特性は、用いる泥水の成分に影響されることが分かった。また、管と泥水のせん断抵抗については、圧密定体積せん断試験より精度良く決定することは困難であるが、より安全側の概値を得ることが分かった。今後、この点についてさらに検討していく予定である。

参考文献

- 1) Katano, S. & T. Ogawa : Proc. of Int. Congress on Tunneling Ground Conditions, pp. 151-156, 1994
- 2) 土質工学会 : 推進工法の調査・設計から施工まで, 新日本印刷, 1986
- 3) 島田英樹・松井紀久男 : 資源と素材, Vol. 113[No. 9], pp. 669-676, (1997)
- 4) 例えば、高専土質実験教育研究会 : 土質試験法, 鹿島出版会, (1993)
- 5) 例えば、山内豊聡 : 土質力学, 理工図書, (1994)
- 6) 島田英樹・久保田士郎・松井紀久男 : 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 269-274, (1998)
- 7) 島田英樹・松井紀久男 : 資源と素材, Vol. 114[No. 2], pp. 93-99, (1998)
- 8) 例えば、生井武文 : 流れの力学, pp. 88-89, コロナ社, (1974)