

土木研究所資料

TBMトンネルのトラブル対策と 支保工設計法に関する研究報告書

平成17年3月

独立行政法人 土木研究所
基礎道路技術研究グループ

Copyright © (2005) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

TBMトンネルのトラブル対策と 支保工設計法に関する研究報告書

独立行政法人 土木研究所 基礎道路技術研究グループ

上席研究員(トンネル) 真下 英人

主任研究員(トンネル) 砂金 伸治

専門研究員(トンネル) 木谷 努

要 旨

TBM（トンネルボーリングマシン）を用いたトンネル掘削において最大の長所である急速施工を実現するためには、断層破碎帯、高圧の地下水、膨張性等の不良地山において、掘進停止等のトラブルをいかに防ぐかが重要である。そのためには、不良地山を早期に察知し、掘進停止等のトラブル回避の手段としてどのような補助工法を用いるかを適切に判断するとともに、トラブルに伴い発生する地山現象を考慮した支保工を構築しておくことが必要である。

本報告では、TBMに発生したトラブルおよびその対策について調査し、トラブルと地山現象、地質状況との関係や補助工法の採用実績について明らかにした。また、トラブル時に発生した地山現象から支保工設計モデルを設定するとともに、そのモデルで設計する際の荷重値の算定や試算を行った。

キーワード：トンネルボーリングマシン（TBM）、支保設計、補助工法、不良地山

目次

1. はじめに	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 研究の概要	1
2. TBM トンネルのトラブル実績	2
2.1 はじめに	2
2.2 調査結果	2
2.3 トラブルの種類と地山現象	4
2.4 トラブルと地質状況	7
2.5 補助工法の採用実績	8
2.6 まとめ	10
3. TBM の付属設備および切羽前方探査の現状整理	11
3.1 はじめに	11
3.2 TBM 付属設備の稼動実績	11
3.3 切羽前方探査の現状整理	13
3.4 まとめ	18
4. 支保工の設計	19
4.1 はじめに	19
4.2 TBM トンネル支保工の支保パターン	19
4.3 解析的手法による TBM 支保工設計で考慮すべき荷重形態	20
4.4 解析的手法による部分的な荷重に対する支保工設計モデル	21
4.5 解析的手法による全体的な荷重に対する支保工設計モデルと荷重値	24
4.6 まとめ	29
5. おわりに	30
参考文献	
参考資料 1. TBM 支保工に全体的な荷重が作用する場合の荷重値	32

1. はじめに

1.1 研究の背景と目的

現在、社会的要請が高い“トンネル建設費の縮減”を実現するには、トンネル施工を急速化することが不可欠である。このような背景から水路トンネル等の本坑、大断面道路トンネルの先進導坑、避難坑などに対してトンネルボーリングマシン（以下、TBM）による施工が増えつつある。しかし、わが国の地質は多岐にわたることから、TBM の施工実績は比較的限られた条件下でしか存在しないのも事実である。今後、TBM の適用範囲を広げ、標準的な工法として普及させるには、様々な課題が存在し、その解決が望まれている。

TBM 最大の長所である急速施工を実現するには、断層破碎帯、高圧の地下水、膨張性等の不良地山において、掘進停止等のトラブルをいかに防ぐかが重要である。そのためには、不良地山を早期に察知し、掘進停止等のトラブル回避の手段としてどのような補助工法を用いるかを適切に判断するとともに、トラブルに伴って発生する地山現象を考慮した支保工を構築しておくことが必要である。

本報告では、TBM トンネルにおけるトラブルの実態とその対策について多くのトンネルを横断的に調査・分析した結果を報告するものである。さらに、トラブル実態の調査過程でこれまでに提案した支保工の設計モデル^{1), 2)}では、TBM のトラブル時に見られた地山現象に対する安全性を十分照査できないことが明らかになった。そこで、本報告では、トラブル事例の分析結果を踏まえ、これまでに提案した支保工設計モデルを補足する新たな支保工設計モデルを設定し、そのモデルについて試算を行った。

1.2 研究の概要

前節に述べた研究の背景と目的のもと、本研究では、以下の検討を行う。

まず、第2章においては、トラブルの実態とその対策について調査した結果を述べる。内容としては、2.1節で目的を述べ、2.2節では調査結果を整理する。そして、2.3節では、トラブルの種類と地山現象について、2.4節では、トラブルと地質状況、2.5節では、補助工法の採用実績について考察する。そして、2.6節では、第2章をまとめる。

次に、第3章においては、TBM 付属設備や切羽前方探査について調査した結果を述べる。内容としては、3.1節で目的を述べ、3.2節では、付属設備について、3.3節では、切羽前方探査について調査した結果について述べる。そして、3.4節では第3章をまとめる。

そして、第4章においては、支保の設計モデルとその荷重値、安全性に関する試算について述べる。内容としては、4.1節で目的を述べ、4.2節では支保パターンを設定する。そして、4.3節では、トラブル事例の分析結果を踏まえ、TBM 設計時に考慮すべき荷重形態について整理する。そして、4.4節で部分的な荷重に対する支保工設計モデルと安全性検討の試算について述べる。さらに、4.5節では、全体的な荷重に対する支保工設計モデルを設定し、荷重値を算定する。そして、4.6節では第4章をまとめる。

最後に、第5章においては、第2章から第4章において行われた検討内容をまとめるとともに、今後の課題について述べる。

2. TBM トンネルのトラブル実績

2.1 はじめに

TBM の最も大きな長所は、トンネルを急速施工できることである。一方、TBM トンネルにおいては、断層破碎帯、高圧の地下水、膨張性等の不良地山において、掘進停止等のトラブルの徴候が見られることが多い。そのような時、掘進停止等のトラブルを回避する手段として何らかの補助工法を用いるのが一般的である。もし、補助工法の採用が遅れたり不十分であったりしてトラブルを回避できず掘進不可能となれば、TBM の最大の長所である急速施工が実現できず、工費増大につながることも考えられる。したがって、TBM トンネルにおいては、トラブルの原因となり得るような不良地山部の把握や補助工法の適切な採用は、施工上極めて重要である。

したがってここでは、TBM トンネルにおけるトラブルの実態とその対策について、ヒヤリング、アンケート調査、文献調査を行い整理分析したので紹介する³⁾。

分析の対象とした TBM トンネルの主な地質と掘削径、TBM のマシンタイプを表 2.1.1 に示す。

これらは、道路トンネルの避難坑や先進導坑として TBM を用いた 20 トンネル（上り線と下り線があるものは 2 本と数えた）である。掘削径は 3.5m～5.0m であるが、多くは 5.0m のものである。

マシンタイプとしては、オープンタイプとシールドタイプがそれぞれ 10 本と同数となっている。

表 2.1.1 トラブル分析対象トンネル

トンネル	主な地質	用途	掘削径 (m)	マシンタイプ
A	砂岩、礫岩、泥岩、安山岩溶岩、凝灰質火山岩、火山角礫岩	先進導坑	5.0	フルシールド
B	砂岩、礫岩、泥岩、安山岩溶岩、凝灰質火山岩、火山角礫岩	先進導坑	5.0	フルシールド
C	砂岩、泥岩、礫岩、砂岩泥岩互層	先進導坑	5.0	フルシールド中折れ
D	砂岩、礫岩、泥岩、砂岩泥岩互層	先進導坑	5.0	フルシールド中折れ
E	砂岩泥岩互層、砂岩	先進導坑	5.0	フルシールド中折れ
F	砂岩泥岩互層、砂岩	先進導坑	5.0	フルシールド中折れ
G	砂岩、礫岩、泥岩	先進導坑	5.0	改良オープン
H	砂岩、礫岩、泥岩	先進導坑	5.0	改良オープン
I	泥岩砂岩礫岩互層、砂岩頁岩互層	先進導坑	5.0	フルシールド
J	泥岩砂岩礫岩互層、砂岩頁岩互層	先進導坑	5.0	フルシールド
K	チャート、粘板岩、輝緑凝灰岩、石灰岩、千枚岩、変輝緑岩、変斑れい岩	先進導坑	5.0	改良オープン
L	凝灰角礫岩、玄武岩、粘板岩、砂岩、礫岩、頁岩	先進導坑	5.0	改良オープン
M	凝灰角礫岩、玄武岩、粘板岩、砂岩、礫岩、頁岩	先進導坑	5.0	改良オープン
N	花崗岩、砂岩、泥岩、礫岩	先進導坑	5.0	改良オープン
O	花崗岩、砂岩、泥岩、礫岩	先進導坑	5.0	改良オープン
P	粗粒黒雲母花崗岩	先進導坑	5.0	改良オープン
Q	粗粒黒雲母花崗岩	先進導坑	5.0	改良オープン
R	片麻岩、流紋岩、花崗岩	避難坑	4.5	フルシールド
S	凝灰岩、流紋岩、玄武岩質火山砕屑、玄武岩	先進導坑	3.5	フルシールド中折れ
T	溶結凝灰岩、花崗斑岩	避難坑	4.5	改良オープン

2.2 調査結果

トラブル現象と補助工法採用実績の概要を表 2.2.1 に示す。

以降では、この実績調査結果を用いて、トラブル現象と対策について考察を行う。

表 2.2.1 トラブル現象と補助工法採用実績

トンネル	TBMマシンタイプ	対策時期	地山現象	発生箇所	施工状況	トラブル現象	支援パターン	地質状況	掘削状況	補助工法等	その他の対応
A	フルシールド	事後	崩落 (H=2m, 前方2m)	切羽 (天端・縁)	ずりかみ込み スラスト力 1300t	カッターヘッド 回転不能	簡易ライナー	土砂状の凝灰角礫岩	φ50cm岩塊掘削 掘り	空洞充填、薬液注入 掘り	
B	フルシールド	事後	地山の押出し	機械本体	ずりかみ込み量の増加	TBM拘束	簡易ライナー	低固結凝灰質砂岩・泥岩 掘削、亀裂開口、粘土化	岩塊掘削、粘性土 土砂状	掘削掘削	
		事後	崩落 (H=2.5m, 前方0.5m)	切羽 (天端・縁)	カッター過負荷	カッターヘッド 回転不能	簡易ライナー	割れ目に粘土が挟在 含水状態、多亀裂	岩塊掘削、粘性土 土砂状	空洞充填 先受け工	
		事後	崩落 (H=3m, 前方3m)	切羽 (天端・縁)	カッター過負荷	カッターヘッド 回転不能	簡易ライナー	節理が発達し、脆弱な砂岩 含水状態、多亀裂	30cm程度岩塊掘削	空洞充填 先受け工	
		事後	崩落 (H=3m, 前方1.5m)	切羽 (天端・縁)	ずりがカッターヘッド前面に堆積	カッターヘッド 回転不能	簡易ライナー	節理が発達した安山岩 変質を受け剥離発達、多亀裂	岩塊掘削、粘性土	空洞充填	
		事後	崩落 (H=1.0m)	機械本体	崩落ずりが中取部に堆積	グリッパ反力不足	簡易ライナー	変質した脆弱な安山岩 砂礫粘土	岩塊掘削、粘性土	反力受け工(インバート) 先受け工	
		事後	崩落 (H=1.0m)	機械本体		グリッパ反力不足	簡易ライナー	節理が発達した安山岩 変質を受け剥離しやすい多亀裂	φ30cm程度の 角礫含む	空洞充填 先受け工 反力受け工(インバート)	
C	フルシールド	事後	崩落 (H=2.5m)	機械本体	過大な取り込み	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	破砕帯		サンドル相	
G	改良オープン	事前	—	—	崩落が継続的に発生	—	簡易ライナー	スランプ性含鉄泥岩、粘土化		先受け工 (AGF)	調査ボーリング
H	改良オープン	事後	崩落 (H=2.8m)	切羽 (天端・縁)	—	TBM掘進不能	簡易ライナー	泥岩の節理に粘土が挟在 多亀裂		薬液注入 掘削掘削 薬液注入 掘削掘削	調査ボーリング (L=185m)
		事後	崩落 (H=2.0m)	切羽 (天端・縁)	トルク上昇	TBM掘進不能	簡易ライナー	泥岩の節理に粘土が挟在 多亀裂		掘削掘削	
		事後	地山の押出し	機械本体	トルク上昇	TBM拘束	簡易ライナー	スランプ性含鉄泥岩、粘土化		掘削掘削 先受け工 (AGF)	調査ボーリング
I	フルシールド	事後	崩落 (H=2.5m)	切羽 (天端)	ずりかみ込み量の増加 湧水量の増加 (800L/min)	掘削作業不能	簡易ライナー	断層破砕帯		空洞充填	低速度、低回転掘削
J	フルシールド	事後	地山の押出し	機械本体	ずりかみ込み量不足 スラスト能力1300t超	TBM拘束	簡易ライナー	泥岩が含水、粘土化		掘削掘削	
		事後	地山の押出し	機械本体	後割差替不能	TBM拘束	簡易ライナー	脆弱なシルト岩、粘土化		掘削掘削	
		事後	地山の押出し	機械本体	スラスト能力1000t超	TBM拘束	簡易ライナー	含水すると泥化しやすい土		掘削掘削	
K	改良オープン	事後	崩落 (H=3m)	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	強風化凝灰岩、多亀裂 湧水量50L/min		先受け工	
		事後	崩落 (H=1.3m)	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	強風化凝灰岩、多亀裂 湧水量湧水程度		先受け工	
		事後	崩落 (H=1.0m)	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	強風化凝灰岩、多亀裂 湧水量湧水程度		先受け工	
		事後	崩落 (H=1.2m)	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	緑色千枚岩 油目発達、多亀裂		先受け工	
L	改良オープン	事後	崩落 (H=4m, 前方2m) 湧水	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	片理の発達した頁岩 破砕帯 湧水量80L/min		空洞充填 水抜きボーリング 掘削掘削 薬液注入 サンドル相 先受け工 (AGF)	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	断層破砕帯 砂岩と緑色岩の境		薬液注入 掘削掘削 (薬注基地)	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	粘土化した葉片状玄武岩 破砕帯		掘削掘削 先受け工	調査ボーリング
		事後	崩落 (H=1.5m, 前方1.5m)	切羽 (天端・縁)	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	破砕帯 粘土と角礫を含む		掘削掘削 先受け工 (AGF)	調査ボーリング
M	改良オープン	事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=100	砂礫状の破砕帯		掘削掘削	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=100	断層破砕帯		掘削掘削	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=50	断層破砕帯		薬液注入	上り構架橋
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	断層 (粘土層3m、破砕帯30m)		薬液注入 先受け工	調査ボーリング
O	改良オープン	事後	崩落 (H=2m)	機械本体	—	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	片理の発達したホルンフェルス 多亀裂		掘削掘削 サンドル相	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	亀裂発達した砂岩、多亀裂		薬液注入	調査ボーリング
		事後	崩落 (H=2m) 湧水	機械本体	崩落が継続的に発生 切羽は自立	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	多亀裂 湧水量50L/min		空洞充填	
		事後	崩落 (H=2m)	機械本体	崩落が継続的に発生 切羽は自立	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	土砂化 湧水		空洞充填	
P	改良オープン	事後	崩落 (H=3.5m)	機械本体	崩落が継続的に発生 切羽は自立	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	土砂化 湧水量50L/min		空洞充填 先受け工	
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	破砕帯		先受け工	調査ボーリング
		事後	崩落 (H=3m)	機械本体	切羽は自立	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	土砂化		空洞充填	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	土砂化		先受け工	調査ボーリング
Q	改良オープン	事後	崩落 (H=7m)	機械本体	崩落が継続的に発生 切羽は自立	掘削作業不能	鋼製セグメント	土砂化		空洞充填 先受け工	
		事後	崩落 (H=1m, 前方1m)	切羽 (天端・縁)	崩落が継続的に発生 ずり量が増加	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	粘土化		空洞充填 先受け工	
		事後	崩落 (H=3m, 前方3m)	切羽 (天端・縁)	崩落が継続的に発生 ずり量が増加	掘削作業不能	鋼製セグメント	粘土化		空洞充填 先受け工 掘削掘削	調査ボーリング
		事前	崩落 (前方1.5m)	切羽 (縁)	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	亀裂が発達、湧水		先受け工	調査ボーリング
		事前	崩落 (前方2m)	切羽 (縁)	—	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	亀裂が発達し、脆い 多亀裂		先受け工	調査ボーリング
		事後	崩落 (H=2m, 前方1m)	切羽 (天端・縁)	ずり量が増加	掘削作業不能	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	亀裂が発達したひん岩 多亀裂		空洞充填 掘削掘削	調査ボーリング
		事前	湧水	—	—	—	鋼製ライナー	破砕帯、高圧湧水		水抜きボーリング 先受け工	調査ボーリング
		事後	湧水	切羽	カッターヘッド上部に ずり堆積	掘削作業不能	鋼製ライナー	破砕帯 湧水量5L/min		水抜きボーリング 水抜き	
S	フルシールド	事後	地山の押出し	機械本体	後割引込不能	TBM拘束	鋼製セグメント	粘土化		反力受け工、薬液注入 掘削掘削	
T	改良オープン	事後	湧水	切羽	チャンバー内 土砂流入	排土不能	鋼製セグメント	断層 粘土を挟み節理が発達 1.3L/min湧水		水抜きボーリング	
		事後	崩落、湧水	切羽	チャンバー内 土砂流入	排土不能	鋼製セグメント	断層 土砂状のマサ 湧水量0.7L/min		水抜きボーリング 空洞充填 掘削掘削 薬液注入 先受け工	調査ボーリング
		事後	地山の押出し 湧水	機械本体	チャンバー内 土砂流入	TBM拘束	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	断層 幅1mの粘土層 湧水量0.9L/min		先受け工 (AGF) 掘削掘削 掘削掘削 反力受け工	長尺ボーリング
		事前	—	—	継続的な 崩落が発生	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	節理が発達したシルト、断層		先受け工 (AGF)	調査ボーリング
		事前	—	—	ルーフ通過時 小崩落発生	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	粘土介在アブライトの 亀裂密集帯断層		先受け工 (AGF)	調査ボーリング
		事前	—	—	天端崩落発生	—	鋼製リング支保工 H-100, 吹付t=30	粘土介在アブライトの 亀裂密集帯断層		先受け工 (AGF)	調査ボーリング
		事前	—	—	—	—	—	—		—	

2.3 トラブルの種類と地山現象

発生したトラブルを TBM 掘進不能（カッタヘッド回転不能や掘削作業不能等）、TBM 拘束、グリッパ反力不足、排土不能に分類するとともに、その時の地山現象（多量の湧水発生、地山の押出し、地山の崩落）に区分した。整理は、TBM のマシンタイプごとに行い、その結果をオープンタイプについては、図 2.3.1 (a) に、シールドタイプについては図 2.3.1 (b) に示す。

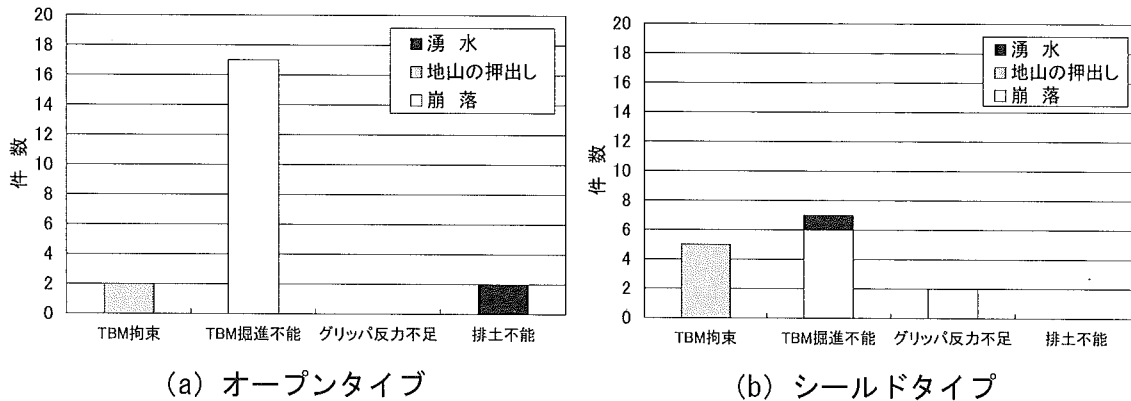


図 2.3.1 トラブルと地山現象

図 2.3.1 (a) によると、オープンタイプの TBM では、トラブル現象のうち地山崩落による TBM 掘進不能が大部分を占めた。掘進不能の理由としては、崩落した土砂がカッタヘッドに堆積し大きなずりの取り組みができず、掘進不能やカッタヘッドの回転不能になること、および安全性確保ができなくなる等があった。その他の事例では、地山の押し出しによる TBM 拘束、湧水に起因した排土不能となるケースが見受けられた。

一方、図 2.3.1 (b) のシールドタイプの TBM では、オープンタイプと同様に TBM 掘進不能が最も多いが、それとともに TBM 拘束の発生も多かった。TBM 掘進不能の原因としては、オープンタイプと同様、崩落に関するものが大半であった。また、TBM の拘束がオープンタイプと比べ多く、機長（シールド部）が長いというマシンの特性が良く表れていると言える。

次に、地山の崩落に起因したトラブルが発生した場合について、その時の状況を整理した。

図 2.3.2 は、崩落形態を I から IV に分けそれぞれシールドタイプごとに示したものである。なお、崩落は、切羽や TBM の上ですべて発生しており、今回の調査ではマシンを抜けた支保工部で崩落が発生した事例は無かった。

図 2.3.2 によると、崩落のパターンとしては切羽面およびその上方から崩落するパターン I が最も多かった。このことから切羽前方の地山状態を適切に把握することが TBM 施工の高速化に重要であることが分かる。

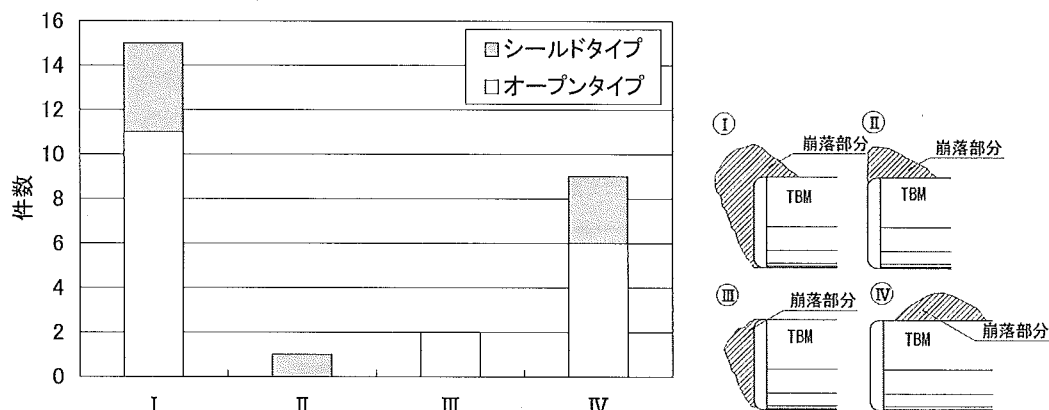


図 2.3.2 崩落形態

図 2.3.3 に地山の崩落高さ (TBM より上部の高さ H) と崩落が発生した箇所で採用された支保工の種類を示す. これによると崩落が発生した箇所では, 何らかの補助工法を含めて, 鋼アーチ支保工, 簡易ライナー, ライナーが採用されており, 崩落高さが高くなれば比較的剛性が高い簡易ライナーやライナーが用いられる傾向があることが分かる. また, 地山の崩落高さとしては大部分が $1\sim 3\text{m}$ の範囲にあり, トンネル径の半分程度に相当する高さの崩落が発生するケースが多いことが分かる.

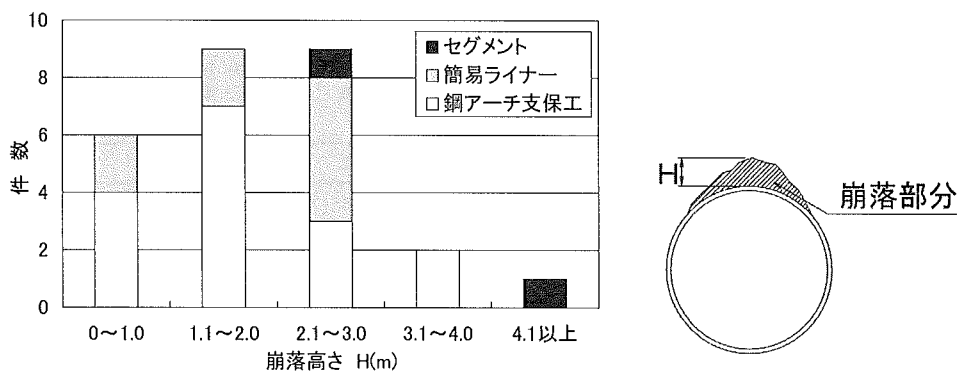


図 2.3.3 地山崩落実績

表 2.3.1 に崩落実績の概要一覧表を示す.

表 2.3.1 崩落実績一覧

トンネル名	TBM マシンタイプ	対策時期	崩落の形態	地山規模		補助工法等	支保パターン
				前方(m)	高さH(m)		
A	フルシールド	事後対策	I	2.0	2.0	空洞充填, 薬液注入, 鏡ボルト	簡易ライナー
B	フルシールド	事後対策	I	0.5	2.5	空洞充填, 先受け工	簡易ライナー
	フルシールド	事後対策	I	3.0	3.0	空洞充填, 先受け工	簡易ライナー
	フルシールド	事後対策	I	1.5	3.0	空洞充填	簡易ライナー
	フルシールド	事後対策	IV	機械本体	1.0	反力受工, 先受け工	簡易ライナー
	フルシールド	事後対策	IV	機械本体	1.0	空洞充填, 反力受工 先受け工	簡易ライナー
C	フルシールド	事後対策	IV	機械本体	2.5	サンドル組	鋼製リング支保工
G	改良オープン	事後対策	I	不明	2.8	薬液注入, 拡幅掘削	簡易ライナー
	改良オープン	事後対策	I	不明	2.0	薬液注入, 拡幅掘削	簡易ライナー
I	フルシールド	事後対策	II	0.0	2.5	空洞充填	簡易ライナー
K	改良オープン	事後対策	I	不明	3.0	先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	不明	1.3	先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	不明	1.0	先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	不明	1.2	先受け工	鋼製リング支保工
L	改良オープン	事後対策	I	2.0	4.0	空洞充填, 拡幅掘削 先受け工, 薬液注入 サンドル組, 水抜きボーリング	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	1.5	1.5	先受け工, 拡幅掘削	鋼製リング支保工
O	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	2.0	鏡ボルト, サンドル組	鋼製リング支保工
P	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	2.0	空洞充填	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	2.0	空洞充填	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	3.5	空洞充填, 先受け工	鋼製リング支保工
Q	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	3.0	空洞充填	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	IV	機械本体	7.0	空洞充填, 先受け工	鋼製セグメント
	改良オープン	事後対策	I	1.0	1.0	空洞充填, 先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	3.0	3.0	空洞充填, 先受け工 鏡ボルト	鋼製セグメント
	改良オープン	事前対策	III	1.5	0.0	先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事前対策	III	2.0	0.0	先受け工	鋼製リング支保工
	改良オープン	事後対策	I	1.0	2.0	空洞充填, 鏡ボルト	鋼製リング支保工

2.4 トラブルと地質状況

トラブルが発生した時の地質状況を粘土化、土砂化、砂礫粘土、多亀裂、断層破碎帯に分類し、トラブル現象とともに整理した。オープンタイプについては、図 2.4.1 (a) に、シールドタイプについては図 2.4.1 (b) に示す。

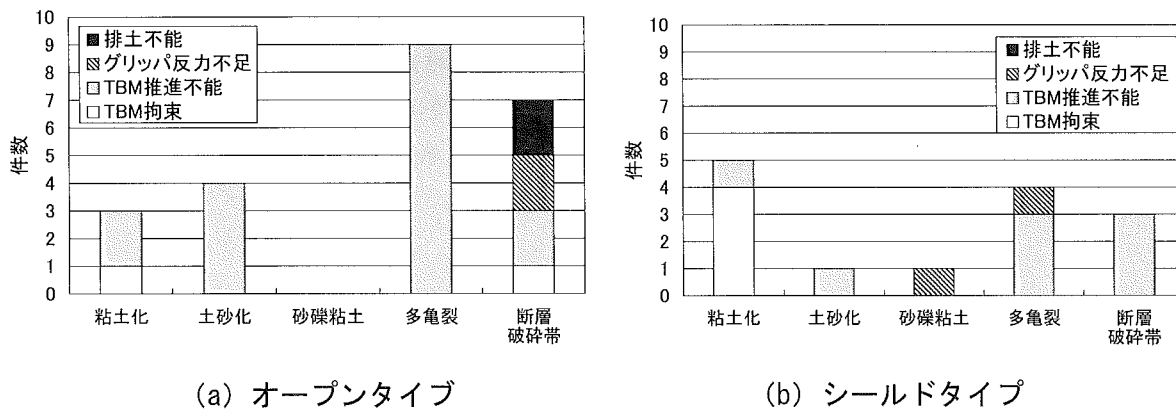


図 2.4.1 地質と発生トラブル

図 2.4.1 (a) によるとオープンタイプでは多亀裂、断層破碎帯や土砂化でトラブルが多く発生していることが分かる。多亀裂や土砂化では地山が崩落しやすいため TBM 掘進不能が発生している場合が多かった。一方、断層破碎帯では、その規模や性状および湧水状況が多様に異なったため、TBM 掘進不能、グリップ反力不足、排土不能、TBM 拘束の様にトラブルも多様に発生していた。

図 2.4.1 (b) によるとシールドタイプでは、粘土化、多亀裂、断層破碎帯でトラブルが多く発生していることが分かる。粘土化でトラブルが多く発生しているのは、TBM 本体の機長が長いいため粘土化に起因する地山の押出しの影響を受けやすいためと考えられる。多亀裂、断層破碎帯では、崩落に起因する TBM 掘進不能が多かった。

図 2.4.2 には地質と地山現象を示す。崩落は多亀裂や断層破碎帯で、押出しは粘土化、湧水は断層破碎帯で多く発生していた。

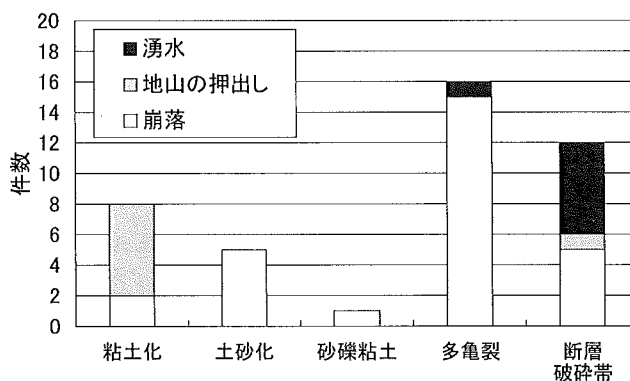


図 2.4.2 地質と地山現象

2.5 補助工法の採用実績

トラブルが発生する前もしくはトラブル発生後にどのような補助工法、対策工がなされたかを整理した。図 2.5.1 は、不良地山対策として採用された補助工法を、トラブル発生前に予めなされる事前対策とトラブル発生後になされた事後対策に分類したものである。これによると TBM の補助工法としては、事後対策の方が多く、切羽の目視観察が出来ない TBM の短所がよく表れている。なお、事前対策はオープンタイプの TBM でよく実施されている。この理由としては、オープンタイプでは TBM 本体に搭載した油圧削岩機等から効率的な切羽前方探査（削孔検層等）が行われ、かつ、その調査結果に基づき削岩機等から先受け工（フォアパイリング等）や鏡ボルトなどの補助工法が実施されやすい構造であるからだと考えられる。

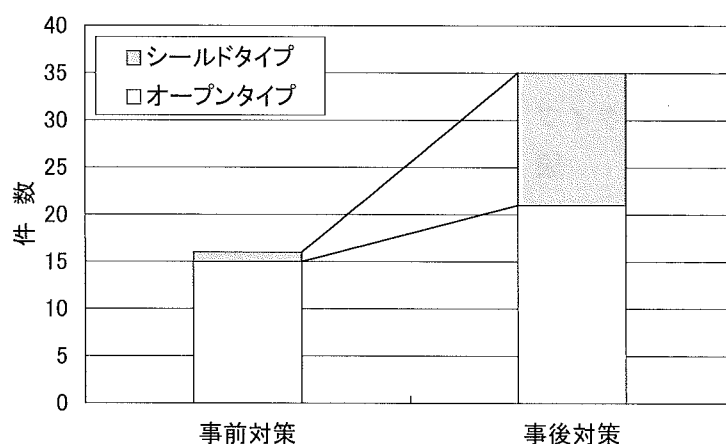


図 2.5.1 補助工法採用時期とマシンタイプ

図 2.5.2 にトラブル発生前に実施された補助工法の採用実績を TBM マシンタイプ毎に示す。

オープンタイプの TBM では、TBM マシン本体に搭載された油圧削岩機で施工できる先受け工（フォアパイリング等）が多く実施されていた。先受け工の長さは 10m 以上が多く、注入材は地山状況や湧水状況に応じてセメント系やシリカレジンが採用されていた。事前の拡幅掘削は、上下線トンネル施工における先行トンネル施工中に発生した 1 回目のトラブルの経験を踏まえ、後行トンネル施工時に調査ボーリングで前方不良地山部を確認し、事前に拡幅掘削を行っていた例であった。薬液注入については、調査ボーリングなどにより切羽前方地山に不良部が想定される場合に、天端や鏡の安定性対策として実施していた。

シールドタイプでは、事前対策を実施していたものは 1 トンネルであり、調査ボーリング結果から断層破碎帯の出現、高圧湧水が予想されたため、事前に水抜きボーリング、切羽安定対策として先受け工を実施している例であった。

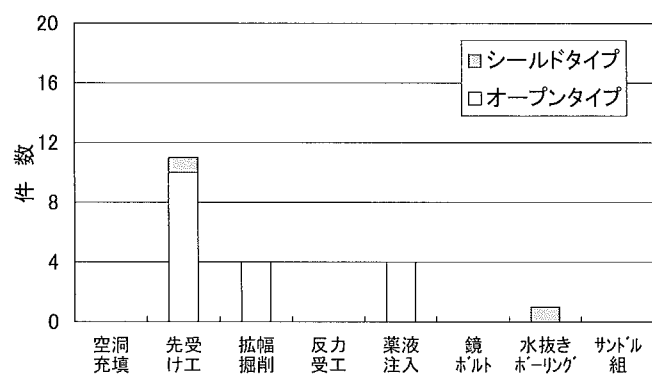
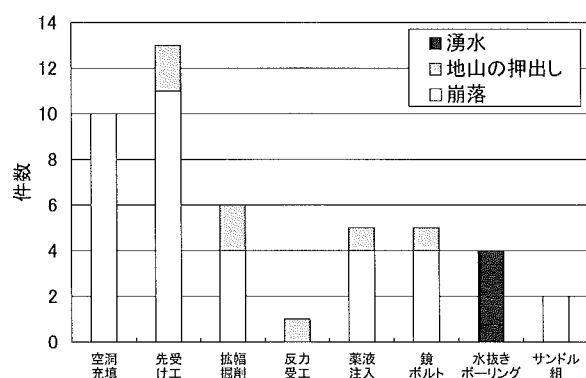


図 2.5.2 トラブル前の補助工法

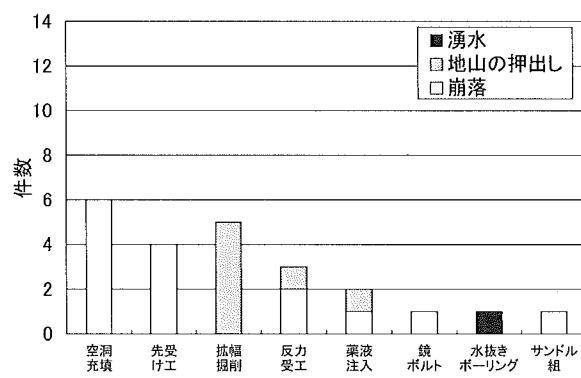
トラブル発生後に実施された補助工法の採用実績を整理し、オープンタイプを図 2.5.3 (a) に、シールドタイプを図 2.5.3 (b) に示す。

図 2.5.3 (a) によるとオープンタイプでは、先受け工（フォアパイリング等）、空洞充填、拡幅掘削、薬液注入、鏡ボルトなどが、空洞状況、地山状況、湧水状況などを考慮して採用されていた。崩落した場合や崩落した土砂の改良が必要な場合に、空洞充填や薬液注入が実施され、さらに前方地山に不良地山が予想される場合に先受け工や鏡ボルトが多く実施されていた。

図 2.5.3 (b) によるとシールドタイプでは、地山の押出しによる TBM 拘束に対応するための拡幅掘削が多く、機長が長いというマシンの特性がよく表れている。また、先受け工（フォアパイリング等）の採用が少ないことも、先受け工が効率的に施工できないというマシンの特性に起因していると考えられる。



(a) オープンタイプ



(b) シールドタイプ

図 2.5.3 トラブル後の補助工法

以上を踏まえ、地山状況やマシンタイプ等によって異なるものの、地山現象ごとにトラブル状況、採用された補助工法を整理すると表 2.5.1 のようになる。

表 2.5.1 地山現象と主なトラブル，採用された主な補助工法等

地山現象	主なトラブル状況	主な補助工法等
地山の押出し	TBM 拘束	拡幅掘削 反力受工 薬液注入 先受け工 鏡ボルト
崩落	TBM 掘進不能 (カッターヘッド回転不能等) グリッパ反力不足	空洞充填 薬液注入 鏡ボルト 先受け工 反力受工 拡幅掘削 サンドル組
湧水	TBM 掘進不能 (排土不能等)	水抜きボーリング 水抜き坑 先受け工

2.6 まとめ

本章では，TBM 施工時のトラブルの実態とその対策について調査し，整理・分析した．そして，トラブルの種類と地山現象の関係，トラブルと地質状況の関係，および補助工法の実施時期や実施内容と地山状況の関係について明らかにした．

3. TBM の付属設備および切羽前方探査の現状整理

3.1 はじめに

TBM は、不良地山部を早期に察知し、早期にその対策を行えるように、様々な設備を有している。ここでは、TBM 付属設備の中で切羽前方探査および不良地山対策として用いられる削岩機等の搭載実績を調査したので、その結果を示す。さらに、実際に行われた切羽前方探査実績も重ねて調査したので、その結果を示す。

なお、調査対象トンネルは、表 2.1.1 に示した 20 本の TBM トンネルである。

3.2 TBM 付属設備の稼働実績

TBM 付属設備稼働実績一覧表を表 3.2.1 に、削岩機搭載概要の例を図 3.2.1 と図 3.2.2 に、TBM マシントップ別の削岩機の搭載形式を図 3.2.3 に示す。

今回の調査結果では、削岩機は、オープンタイプ TBM を採用している 10 トンネルすべてでマシン自体に設置されていた。シールドタイプ TBM では、削岩機をマシン自体には搭載しておらず、台車搭載型のボーリング機械を必要な時に坑内に搬入して使用していた。

削岩機は、オープンタイプ TBM のメインビーム上部に油圧削岩機を設置し、削岩機的能力は、NATM で使用される油圧ジャンボに搭載されている削岩機 (1.5 kN, 150kg 級) とほぼ同等であった。

TBM では、作業空間が狭く、効率的な削孔を行うことが必要である。効率的な TBM 掘進を行うためには、NATM で施工する場合以上に切羽前方地山の状況をより正確に把握し、効果的な事前対策を行うことが必要である。

そのため、削岩機は、切羽前方地山確認のための削孔検層および予測される不良地山対策として実施される先受け工（フォアパイリング等）や長尺鏡ボルト、薬液注入などの補助工法を効率的に施工するために使用される必要がある。

表 3.2.1 TBM 付属設備の稼働実績

	A	B	C	D	E
TBMタイプ	フルシールド	フルシールド	フルシールド中折れ	フルシールド中折れ	フルシールド中折れ
削岩機仕様	レールジャンボ	台車搭載のパーカッションドリル	台車搭載のパーカッションドリル	台車搭載のパーカッションドリル	台車搭載のパーカッションドリル
使用目的	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用するものとしている。	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用するものとしている。	調査ボーリングとして前方地山の確認のために使用している。
補助工法					
使用状況	調査ボーリング（削孔検層）として大量湧水が予想された箇所で使用している。	調査ボーリングとして大量湧水の可能性のあった断層で使用している。	下り線での地質状況が把握しているとして、調査ボーリングを実施していない。	下り線での地質状況が把握しているとして、調査ボーリングを実施していない。	調査ボーリングとしてUターン箇所で使用している。

	F	G	H	I	J
TBMタイプ	改良オープン	改良オープン	フルシールド	フルシールド	改良オープン
削岩機仕様	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	台車搭載のパークッションドリル	台車搭載のパークッションドリル	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機
使用目的	調査ボーリング(削孔検層)	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方地山の確認のために使用している。
	補助工法	前方切羽の安定対策として使用している。			前方切羽の安定対策として使用している。
使用状況	・調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	・調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。	調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。	・削孔検層として、不良地山と予想される箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。

	K	L	M	N	O
TBMタイプ	改良オープン	改良オープン	改良オープン	改良オープン	改良オープン
削岩機仕様	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機
使用目的	調査ボーリング(削孔検層)	削孔検層として前方地山の確認のために使用している。(台車搭載型のパークッションドリル)	調査ボーリングとして前方不良地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方不良地山の確認のために使用している。
	補助工法	前方切羽の安定対策として使用している。(削岩機)	前方切羽の安定対策として使用している。	前方切羽の安定対策として使用している。	
使用状況	・削孔検層として、不良地山と予想される箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	・削孔検層として、不良地山と予想される箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	・調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	・削孔検層として、トンネル全線に94回使用している。 ・フォアパイリング・鏡ボルトの施工として使用している。	削孔検層として、トンネル全線に94回使用している。

	P	Q	R	S	T
TBMタイプ	改良オープン	改良オープン	フルシールド	フルシールド中折れ	改良オープン
削岩機仕様	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機	台車搭載のパークッションドリル	台車搭載のロータリーパークッションドリル	TBMメインビーム上部に搭載した削岩機
使用目的	調査ボーリング(削孔検層)	削孔検層として前方不良地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方不良地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方不良地山の確認のために使用している。	削孔検層として前方不良地山の確認のために使用している。
	補助工法	前方切羽の安定対策として使用している。			前方切羽の安定対策、湧水対策として使用している。
使用状況	・削孔検層として、トンネル全線に使用している。 ・フォアパイリングの施工として使用している。	・削孔検層として、トンネル全線に83回使用している。 ・フォアパイリング・鏡ボルトの施工として使用している。	調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。	調査ボーリングとして不良地山と予想された箇所で使用している。	・削孔検層として、トンネル全線に75回使用している。 ・フォアパイリング・鏡ボルトの施工として使用している。 ・水抜きボーリングとして使用している。

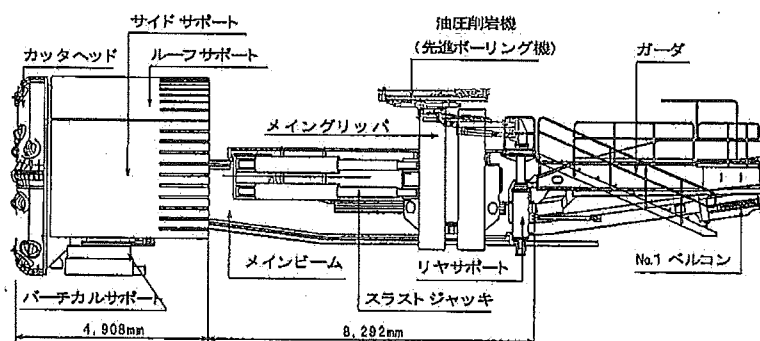
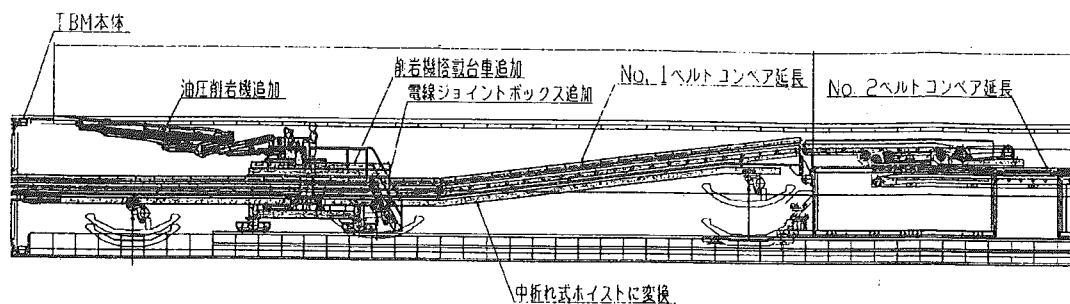
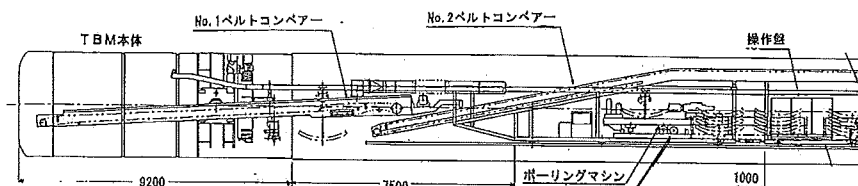


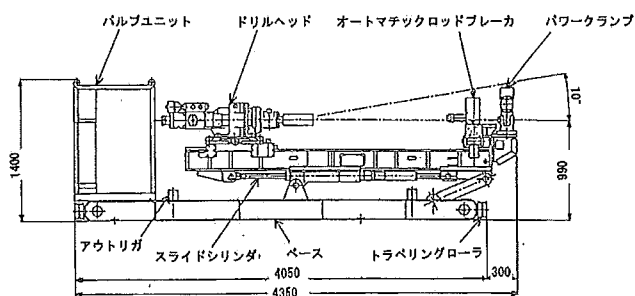
図 3.2.1 オープンタイプの削岩機搭載事例 (N トンネル)



(a) Rトンネル



ボーリングマシンの仕様



(b) Sトンネル

図 3.2.2 シールドタイプの削岩機搭載例

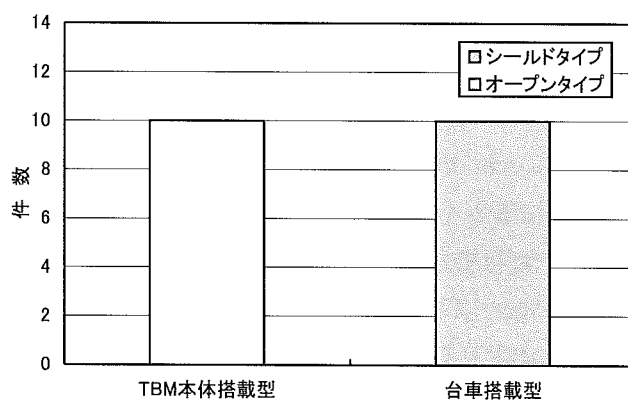


図 3.2.3 削岩機の搭載形式

3.3 切羽前方探査の現状整理

今回調査したトンネルの切羽前方探査実績一覧表を表 3.3.1 に示す。

切羽前方探査手法の概要を表 3.3.2 に示す。

3.3.1 TSP

TSP (Tunnel Seismic Prediction) は、20 トンネル中、4 トンネルで実施されていた。

TSP を実施しているのは、D, G, H, R トンネルである。

このうち、R トンネルでは、HSP (TSP と基本的に同じ手法である) を実施している。

D トンネルでは、断層の手前で実施されており、対象地質は堆積岩の砂岩、泥岩、礫岩であった。試験結果は、断層や層境などの地質の不連続面の走向がトンネル軸方向に対して鋭角で交差しており、断層位置を推定することはできなかったと報告されていた。

3.3.2 削孔検層

不良地山が予想される場合に、切羽前方地山の確認のために行われる削孔検層を含む調査ボーリングは、ほとんどのトンネルで実施されていた。

削孔検層は、油圧削岩機で岩盤を削孔する際に得られる機械データ（削孔速度、打撃圧など）が岩盤の硬軟により変化することを利用して、切羽前方の地質状況を予測する方法である。地質評価は、削孔データから算出することができる破壊エネルギーを用いて行う。削孔時に得られるスライムや削孔水の色から、削孔している箇所の岩種や風化の程度についての情報も得ることができる。

削孔延長は、削孔検層の精度および施工性から判断され、一般的には、50m程度である。

不良地山と判断できる破壊エネルギーの値は、類似地質での実績、トンネル初期での地山等級と破壊エネルギーの相関をとることにより設定し、事前対策の範囲、支保パターンの設定も可能になると考えられている。

対象トンネルの切羽前方探査の実施状況は以下の通りある。

- ・ N, O, P, Q, T の 5 本のトンネルでは、トンネル全長に削孔検層を実施し、破壊エネルギーの値により、補助工法の要否判断、地山等級の判定を行っていた。
- ・ N では、破壊エネルギー $100\text{J}/\text{cm}^3$ 以下を不良地山と判断していた。
- ・ P では、破壊エネルギー $100\text{J}/\text{cm}^3$ 以下を不良地山（D I パターン～補助工法追加）と判断していた。
- ・ Q では、破壊エネルギー $150\text{J}/\text{cm}^3$ 以下を不良地山と判断していた。施工にあたっては、地質情報、TBM 機械データ、削孔検層等を総合的に管理するシステムを中心とした情報化施工を適用していた。このシステムには、切羽前方の情報が常時更新され表示されていた。
- ・ T では、破壊エネルギー $200\text{J}/\text{cm}^3$ 以下を補助工法の必要な不良地山と判断していた。また、ボーリング時にボアホールカメラにより孔壁を観察し、より精度の高い探査としていた。
- ・ A, G, H, K, S では、あらかじめ不良地山と予測された箇所に、切羽探査を実施していた。
- ・ A では、破壊エネルギー $40\text{J}/\text{cm}^3$ 以下を不良地山と判断していた。
- ・ L, M では、コアボーリング結果による RMR 評点と坑内湧水量により前方地山の予測を行っていた。TBM 崩落発生基準値は、RMR 20 点以下、坑内湧水量 $20\sim 30\text{L}/\text{min}$ 以下としていた。

表 3.3.1 切羽前方探査実績

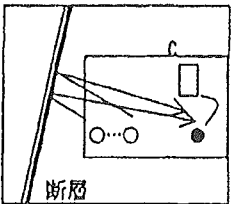
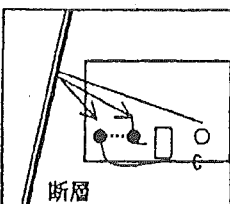
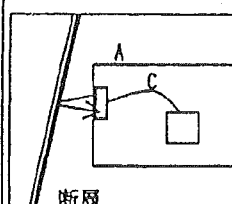
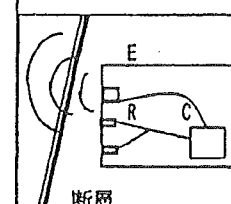
		A	B	C	D	E
TBMタイプ		フルシールド	フルシールド	フルシールド	フルシールド	フルシールド
TSP	実施範囲	実施していない	実施していない	実施していない	断層手前	実施していない
	結果	—	—	—	断層位置がトンネル線形と鋭角に交差していたため、断層位置を推定できなかった。	—
調査ボーリング（削孔検層含む）	実施範囲	・大量の地下水が滞水が予想された場所 ・全体で6回	・大量湧水の可能性があった断層手前 ・1回	実施していない	・断層手前 ・リターン箇所	実施していない
	内容	ノンコアボーリング（削孔検層）	ノンコアボーリング	—	ノンコアボーリング	—
	削孔機仕様	油圧式1ブームレールジャンボ	台車搭載のパーカッションドリル	—	台車搭載のパーカッションドリル	—
	削孔機位置	TBMテール後方	TBM本体後側直近のSL付近	—	TBM後方の側壁部から進行方向に対して左右15～20°の方向	—
	削孔長	30～50m	70m	—	100m	—
	期間	1回当たり準備・探査に5時間、解析8時間	—	—	5日	—
	結果	・弱層部や補助工法の必要な範囲をある程度は把握でき、支保工の予想もある程度できた。 ・破壊エネルギー、スライム等の情報により地山等級の推定を行い、補助工法の必要性、支保パターンの選定を行っている。 ・破壊エネルギー40J/cm ² 以下を不良地山と判断している。	—	—	多少の誤差はあったが、断層の位置を想定できた。	—
その他		大量湧水が予想された区間で3次元反射トモグラフィを2回実施している。	—	—	—	—

		F	G	H	I	J
TBMタイプ		フルシールド	改良オープン	改良オープン	フルシールド	フルシールド
TSP	実施範囲	実施していない	・不良地山と予想された箇所 ・6回	・不良地山と予想される箇所 ・5回	実施していない	実施していない
	結果	—	—	—	—	—
調査ボーリング（削孔検層含む）	実施範囲	・リターン位置発生手前	・不良地山と予想された箇所 ・2回	・不良地山と予想された箇所 ・5回	低速度帯と想定された箇所	低速度帯と予想された箇所
	内容	・コアボーリング ・ノンコアボーリング	ノンコアボーリング	ノンコアボーリング	—	コアボーリング
	削孔機仕様	台車搭載のパーカッションドリル	TBMループ後方に搭載された油圧削岩機	TBMループ後方に搭載された油圧削岩機	・台車搭載型のパーカッションドリル ・φ101×100m	・台車搭載型のパーカッションドリル ・φ101×100m
	削孔機位置	—	TBMループ後方	TBMループ後方	TBM本体後方	TBM本体後方
	削孔長	・コアボーリング：60m ・ノンコアコアボーリング：70m	—	—	—	—
	期間	—	—	—	—	—
	結果	ボーリング結果に基づいて、当初計画よりも東側に5mシフトした。	—	—	低速度帯は把握できず、実際でも掘進時にも出現しなかった。	—
その他		—	—	—	3次元反射トモグラフィを実施している。	高精度弾性波解析を実施している。その結果、地山弾性波速度の分布がより正確になった。 ・3次元反射トモグラフィを実施している。

TBMタイプ		K	L	M	N	O
		改良オープン	改良オープン	改良オープン	改良オープン	改良オープン
TSP	実施範囲	実施していない	実施していない	実施していない	実施していない	実施していない
	結果	—	—	—	—	—
調査ボーリング (削孔検層含む)	実施範囲	・上り線の掘削記録により不良地山と想定された箇所 ・10回	・低速度や破砕帯と予想される箇所 ・コアボーリング：8回 ・ノンコアボーリング：6回	・上り線の施工結果により低速度や破砕帯と予想される箇所 ・コアボーリング：3回	・トンネル全線 ・94回	・トンネル全線 ・94回
	内容	ノンコアボーリング	・コアボーリング ・ノンコアボーリング	・コアボーリング ・ノンコアボーリング	ノンコアボーリング (削孔検層)	ノンコアボーリング (削孔検層)
	削孔機仕様	TBMメインビーム上部に搭載した油圧削岩機	台車搭載型のパーカッションドリル	台車搭載型のパーカッションドリル	・TBMメインビーム上部に搭載した油圧削岩機 ・150kg級	・TBMルーフ後方に搭載した油圧削岩機 ・150kg級
	削孔機位置	TBMルーフ後方	TBM本体後方	TBM本体後方	・TBMルーフ後方 ・トンネルセンター、上向きに8°	・TBMルーフ後方 ・トンネルセンター、上向き
	削孔長	50m				50m
	期間	50m：0.5方			60m：計測1.5時間、解析1～2時間	50m：削岩時間4時間
	結果	打撃エネルギーを基本として考えたが、スライムの状態、オペレータによるフィードバックの方が参考になった。	・コアボーリングでは、ボーリング結果によるRMR評点に基づき前方地山の予測が可能である。 ・TBM崩落発生基準値：RMR20点以下、坑内湧水量：20～30 L/min以上	・コアボーリングでは、ボーリング結果によるRMR評点に基づき前方地山の予測が可能である。 ・TBM崩落発生基準値：RMR20点以下、坑内湧水量：20～30 L/min以上	・破壊エネルギー、スライム、等の情報により地山等級の推定を行い、補助工法の必要性、支保パターンの選定を行っている。 ・断層、ホルンフェルス等の出現の位置をほぼ予測することができた。破壊エネルギー100J/cm ³ 以下を不良地山と判断している。	・破壊エネルギー、スライム、湧水量等の情報により地山等級の推定を行い、補助工法の必要性、支保パターンの選定を行っている。
その他						

TBMタイプ		P	Q	R	S	T
		改良オープン	改良オープン	フルシールド	フルシールド	改良オープン
TSP	実施範囲	実施していない	実施していない	・HSPを実施している。 ・4回	実施していない	実施していない
	結果	—	—		—	—
調査ボーリング (削孔検層含む)	実施範囲	トンネル全線	・トンネル全線 ・83回	断層、低速度帯、高圧湧水が予想される箇所	破砕帯、低速度帯が予想される箇所	・トンネル全線 ・75回
	内容	ノンコアボーリング (削孔検層)	ノンコアボーリング (削孔検層)	・ノンコアボーリング ・コアボーリング、長尺ボーリング		ノンコアボーリング (削孔検層)
	削孔機仕様	・TBMメインビーム上部に搭載した油圧削岩機 ・150kg級	・TBMメインビーム上部に搭載した油圧削岩機 ・170kg級	・台車搭載型のパーカッションドリル ・φ101×100mm	台車搭載型のロータリーパーカッションドリル	・TBMメインビーム上部に搭載した油圧削岩機 ・170kg級
	削孔機位置	・TBMルーフ後方 ・トンネルセンター、上向き	・TBMルーフ後方 ・上向き15°	TBM本体後方	TBM本体後方	TBMルーフ後方
	削孔長		35m		50～100m	50m
	期間		35m：計測3時間、解析1時間			
	結果	・破壊エネルギーにより地山等級の判定を行っている。 ・不良地山（DI～補助工法）として100（J/cm ³ ）以下としている。	・破壊エネルギーにより地山等級の判定を行っている。 ・岩盤の硬軟の判定として150（J/cm ³ ）以下としている。	破砕帯はほぼ把握することができた。	・破壊エネルギー、トルク、削孔速度のより地山等級の予測を予測を行っている。 ・破壊エネルギー2000kgf/cm ³ 以下を粘土化していると判断している。	・破壊エネルギー、ボアホール、湧水量、のみ下がり速度等により地山等級の予測を行っている。 ・破壊エネルギー200J/cm ³ 以下を補助工法の要否の判断基準としている。
その他		トンネル全線に電気探査を実施している。	削孔検層とあわせて、ボアホールカメラによる孔壁観察を実施している。			

表 3.3.2 切羽前方探査（物理探査）の概要

技術名称		物理探査			
		TSP 探査法	トンネル HSP 探査法	電磁波法	表面波探査法
測定概要		 ○：発振点 ●：受振点（受振器） C：計測装置（TSP 本体）	 ○：発振点 ●：受振点（受振器） C：計測装置（HSP 本体）	 A：アンテナ C：計測装置（レダ・本体）	 E：起振機 R：検出器 C：計測装置
		トンネル側壁に設置した多数の発振点で、順次弾性波を発生させ、断層等の不連続面からの反射波を測定することにより、反射面の位置を到達時間差と弾性波速度から求める。断層等との遭遇位置、岩盤の硬軟の変化、反射面の傾斜が推定できる。	トンネル側壁に設置した1点の発振点で弾性波を発生させ、多数の受振器で同時に測定することによって、反射面の位置を求める。原理的には TSP 探査と同じ。断層等との遭遇位置、岩盤の硬軟の変化、反射面の構造が推定できる。解析に時間を要する。	切羽面にアンテナを設置し、それを移動させながら、切羽前方の電磁波の反射面を探索する。電磁波は地質境界などの電磁気的な特性が異なる面で反射するため、断層などの位置や形状を推定することができる。一般に地下水の状況などを予測に有効である。	切羽面に設置した起振機にてさまざまな周波数の振動を発生させ、それぞれの周波数に応じたレイリ波の伝搬速度を1対の検出器で測定する。レイリ波伝搬速度（波長）と速度の関係から前方の速度構造を求める。断層などは低速帯として把握される。
適用工法・適用岩盤		工法による制約なし 中硬岩以上 ($V_p > 2.5 \text{ km}$)	工法による制約なし 中硬岩以上 ($V_p > 2.5 \text{ km}$)	TBM ではマシン後退が必要 岩種による制限はなし	TBM ではマシン後退が必要 亀裂性岩盤には不適
探査可能距離 (m)		～100 岩盤状況・土被りによる	～100 岩盤状況・土被りによる	～10 岩種・表面湧水等による	～20 岩盤物性、亀裂による
測定精度/分解能 (m)		±5m/1m 測線設置区間の地質状況等に影響を受ける	±5m/1m 測線設置区間の地質状況等に影響を受ける	±1m/0.1m 岩盤の比誘電率の推定精度に影響を受ける	±1m/0.5m 精度は、探査距離×10%程度とされる
経済性		○	△	△	△
調査速度（施工性）		準備～解析：1日 坑内作業中断時間は2時間程度	準備～解析：2～3日 坑内作業中断時間は2時間程度	探査結果はその場で画像データで表示される	準備～解析：1～2日 面的な調査には多数の測点が必要
開発者実績等		スイス Amberg 社の製品。国内では15社程度が導入 探査実績多数あり	建設省土木研究所共同研究 探査実績は TSP ほど多くない。	シールド前方探査に適用されている。 山岳トンネルでは研究段階	埋設管調査や都市部調査などで多用されており、 山岳トンネルでの実績あり
適用性	断層	○	○	△	△
	地下水	×	×	△	×
	総合	長距離を、容易に探査できる。水の情報は入手不可。	TSP とほぼ同じ。	現時点では研究段階であり、現場適用には課題が多い	探査距離等の制約から、特殊条件下での探査に適する

文献⁴⁾より引用

3.4 まとめ

ここでは、早期に不良地山部を察知し、その対策を行えるように、TBM に搭載されている付属設備のうち、削岩機等の搭載実績を調査した。さらに、不良地山部における前方地山探査の実績を調査し、その実態を明らかにした。

4. 支保工の設計

4.1 はじめに

現在，TBM 支保工の設計は，定まった手法がなく，個別のトンネル毎に設計がなされているのが現状である．TBM 支保工の設計手法としては，大きく分けて二つが考えられる．

一つは，類似地山条件のトンネル等，過去の実績に基づいて設定された支保パターンによって行われる方法である．もう一つは，類似地山の施工実績も参考としつつ，骨組み構造解析や FEM 解析に代表されるような解析手法を用いて行われる方法である．

これら二つの手法は，どちらが優れ，どちらを採用すべきといった性質のものではなく，両者が相互に補完すべき性質のものであると言える．

現在，TBM トンネルの支保工は，過去の実績等により設定された支保パターンを採用しているのが一般的である．しかし，今後，TBM が道路トンネル等の避難坑や本坑の掘削に採用される機会が多くなれば，より合理的な支保構造を構築する必要があり，その一手法として，解析的手法を用いた支保工の設計手法の確立が必要であると考えられる．一方で，解析的手法を用いて TBM の支保工の設計を行う場合，設計モデルや設計荷重値については，これまで評価されてきたことがほとんどなかった．そこで，ここではトラブル時に見られた地山現象を考慮した TBM 支保工設計モデルおよびその設計モデルを用いる場合の荷重値について検討を行った．

4.2 TBM トンネル支保工の支保パターン

TBM トンネルの支保工は，多くの場合，既往の施工実績，経験等を踏まえて作成された支保パターンを設定し，そのあらかじめ設定された支保パターンを事前の地山調査結果より得られる地山分類に当てはめるという方法がなされている．

TBM トンネルの地山分類や支保パターンは，現在定まっていないものの，過去の施工実績を調査すると概ね，地山分類については通常 mountain 山岳トンネルのもの，支保パターンについては表 4.2.1 に示すようなものになっている．なお，過去の実際の支保工パターンには，この他，吹付けコンクリートの打設範囲を変えたケースや併用する矢板等を含め様々なバリエーションがあるが，ここでは省略している．

ここでの検討は，過去の実績から設定された支保パターンである表 4.2.1 を用いて，支保の剛性等を評価することとする．

表 4.2.1 TBM トンネルの支保パターン

パターン	支保規模	支保間隔
B	無支保 相当	-
C I	吹付け(2cm) 相当	-
C II	吹付け(2cm), 鋼アーチ支保工 H-100 使用 相当	1.5m 以下
D I	吹付け(3cm), 鋼アーチ支保工 H-100 使用 相当	1.0m 以下
D II	吹付け(3cm), 鋼アーチ支保工 H-125 使用 相当	1.0m 以下
L-1	簡易ライナー 相当	1.0m 以下
L	鋼製セグメント 相当	1.0m 以下

4.3 解析的手法による TBM 支保工設計で考慮すべき荷重形態

TBM トンネル支保工を解析手法で設計する時の設計モデルは、いまだ十分確立されていない。設計モデルの設定は、どのような荷重状態や破壊モードが支保工に起りうるかを想定し、その荷重状態や破壊モードに対して安全性を確認できるものとしなければならない。

ここでは、TBM トンネルに過去に発生したトラブル事例の調査・分析結果から、荷重状態や破壊モードを想定する。そして、TBM トンネルの設計時の荷重形態について一つの考え方を述べる。

図 4.3.1 (図 2.3.1 と同じ) は、道路トンネルの先進導坑や避難坑トンネルとして施工された TBM トンネル 20 本(上下線トンネルは 2 本と考えた)におけるトラブル現象とその時の地山現象である。(a)はオープンタイプ、(b) はシールドタイプについてである。

図 4.3.1 によると、TBM トンネルのトラブル発生時の主な地山現象としては、地山の崩壊および地山の押出しである。

したがって、不良地山部に限らず一般的な地山についても TBM 支保工を解析的手法にて設計しようとした場合、考慮しなければならない主要な荷重形態としては、天端など地山の一部がトンネルに対し抜け落ち局所的な荷重として作用する場合(図 4.3.2 (a) 参照)とトンネル周辺地山からトンネル全体に荷重が作用する場合(図 4.3.2 (b) 参照)であると考えられる。

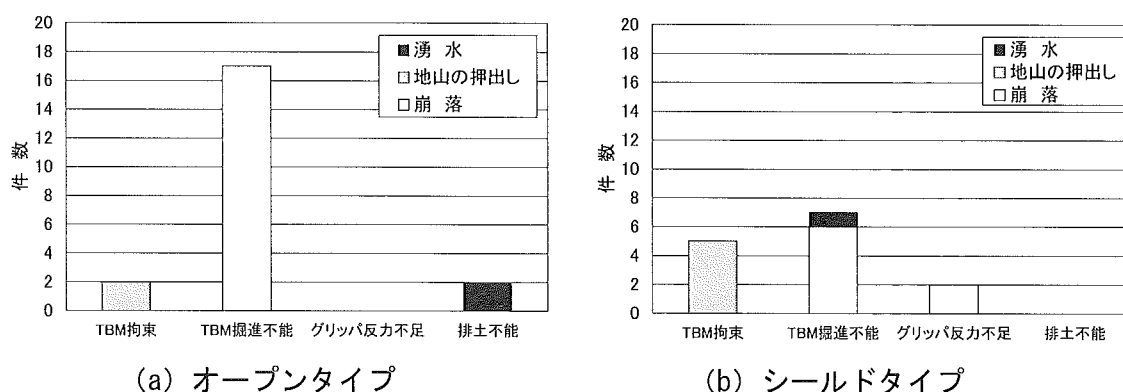


図 4.3.1 トラブルと地山現象

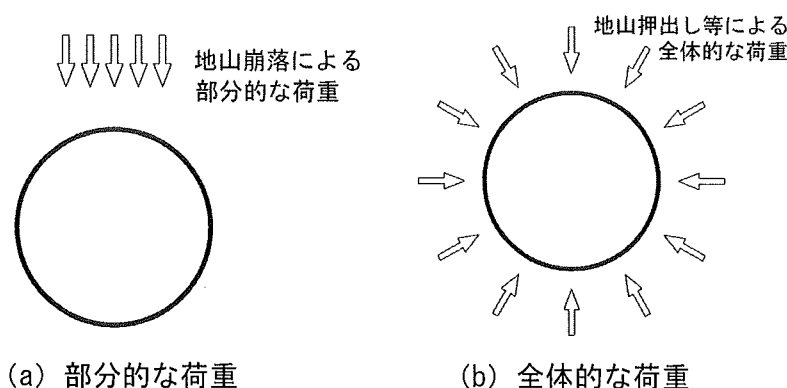


図 4.3.2 TBM 支保工に対する荷重形態イメージ図

本章では、2 つの荷重形態に適した支保工の設計モデルについて検討を行うとともに、TBM トン

ネル天端部で崩落が発生した事例やTBM トンネルの支保工応力などの現場計測結果を分析することにより、TBM 支保工の設計に用いる荷重値の算定や支保工の安全性に関する試算を実施することとする。

4.4 解析的手法による部分的な荷重に対する支保工設計モデル

天端など地山の一部がトンネルに対し崩落したり、抜け落ちたりする場合、TBM 支保工の主要な破壊モードとしては、部分的な荷重によって発生する支保工の押し抜きせん断破壊および支保工の曲げ破壊が考えられる。支保工が押し抜きせん断破壊する場合は、崩落地山の領域がトンネル延長方向に比較的短い場合であると考えられる。支保工が曲げ破壊する場合は、崩落地山の領域がトンネル延長方向に比較的長い場合であると考えられる。

本報告では、これら二つの破壊形態について、想定できる荷重値やそれぞれに対する安全性の照査例および試算結果例について述べる。

4.4.1 部分的な荷重による支保工の押し抜きせん断破壊について

図 4.4.1 (図 2.3.3 と同じ) は、図 4.3.1 で述べたトンネルと同じトンネルについて、地山の崩落高さ (TBM より上部の高さ H) と崩落が発生した箇所採用された支保工の種類を示す。

これによると崩落が発生した箇所では、何らかの補助工法を含めて、鋼アーチ支保工、簡易ライナー、ライナーが採用されており、崩落高さが高くなれば比較的剛性が高い簡易ライナーやライナーが用いられる傾向があることが分かる。また、地山の崩落高さとしては大部分が 1~3m の範囲にあり、トンネル径の半分程度に相当する高さの崩落が発生するケースが多いことが分かる。なお、最大崩落高さは 7m であり、切羽が自立しているものの、マシン上部で継続的に崩落が発生したものである。

ここでは、支保工が押し抜きせん断破壊する場合を考える。図 4.4.2 は、平均的な崩落実績である崩落高さ $H=1\text{m}$ および 3m の場合の吹付けコンクリートの押し抜きせん断に対する安全率の変化を示したものである。安全率は、底辺径 ϕ の円錐岩塊が崩落・落下すると仮定し、円錐底面の円周長と吹付け厚さ (2cm とし、支保パターン C I に相当する) から求まる押し抜きせん断耐力 (設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ の吹付けコンクリートにおける許容せん断応力度 $\tau_{a1}=0.8\text{N/mm}^2$ に、円錐底面周長と吹付けコンクリート厚さを乗じることで算定) を、崩落円錐部の土塊重量で除すことにより算定した。図 4.4.2 によれば、 $H=1\text{m}$ の場合には、吹付け厚さ 2cm で十分安全率 1.0 以上が確保でき、 $H=3\text{m}$ の場合でも底面径 $\phi=2.5\text{m}$ 程度まで安全率 1.0 を確保できることが分かる。

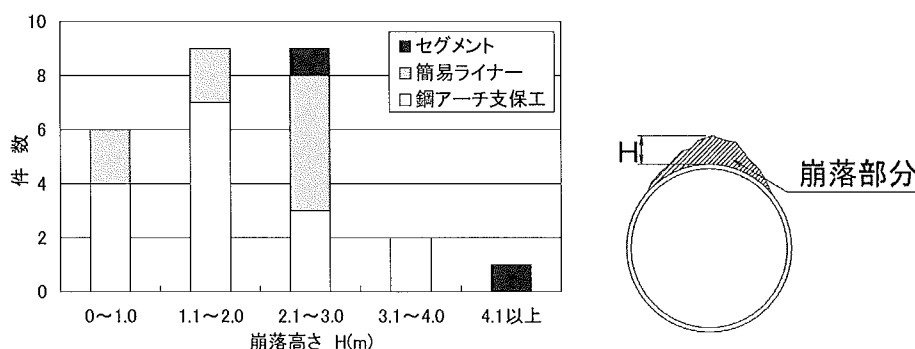


図 4.4.1 崩落高さと採用支保工

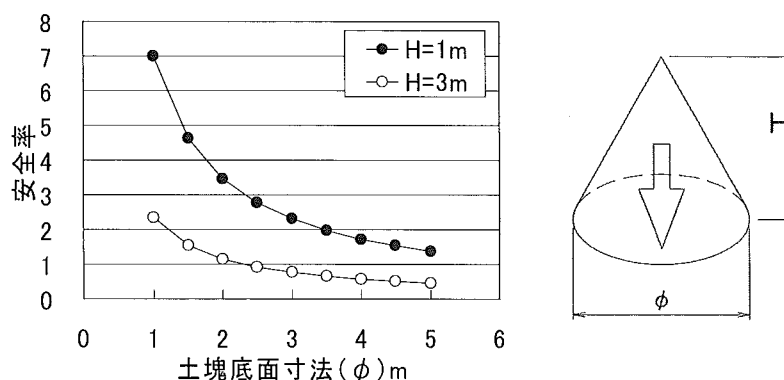


図 4.4.2 崩落高さと支保工の安全率

このことより、崩落による支保工の押し抜きせん断破壊に対しては、小規模な崩落に対しては吹付けコンクリートのみのCIパターンで安全率1.0以上を確保でき、またある程度規模が大きくても鋼アーチ支保工を採用し、その設置間隔を細かくする等の対策を行えば安全率を確保することができるものと考えられる。

ここでは、押し抜きせん断破壊に対する安全性の確認法の一つの例を示した。このように崩落等により部分的な荷重が予想される場合には、地山状況や過去の実績から部分的な荷重の作用領域および大きさを的確に想定し、崩落に対する支保工の安全性を検討する必要があると言える。

4.4.2 部分的な荷重による支保工の曲げ破壊について

トンネルを設計する時、一般に横断面方向2次元での検討がなされるが、その時の設計モデルとしては、表4.4.1に示したものが考えられる。また、表4.4.1では、TBM支保工設計モデルへの適用性も整理した。

支保工の設計モデルは、現在、定まったものがない。本報告においては、一つの例として「部分的な荷重による支保曲げ破壊に関するモデル」として、骨組み構造解析による全周地盤ばねモデルを適用し、その時の試算例を示す。

表 4.4.1 TBM 支保工解析モデルの整理

計算モデル	慣用計算法モデル	全周地盤ばねモデル	連続体支持モデル
概要図			
概要	理論計算式があり、最も簡易な手法と考えられる。TBM 支保工は梁としてモデル化される。また、地盤との相互作用は、スプリングラインの水平変位に比例する荷重がスプリングラインから上下 45° 範囲に三角形分布として作用するものとして表現される。	この手法では、骨組み構造解析を用いる。TBM 支保工は、梁としてモデル化される。また、地盤との相互作用は、全周に設置された地盤ばねの反力として表現される。	この手法では、FEM 解析を用いる。TBM 支保工は、有限要素としてモデル化も可能であるが通常は梁としてモデル化される。また、地盤との相互作用は、TBM 支保工の周りにある連続体との応力伝達により表現される。
TBM 支保工のモデル化	剛性一様が前提のため、部分的吹付けコンクリートの場合等ではモデル化に注意が必要である。	各箇所剛性を考慮でき、部分的な吹付け等を考慮できる。	各箇所の剛性が考慮できるだけでなく、梁要素だけでなく面要素としてもモデル化できる。
地盤との相互作用	スプリングラインの水平変位のみに着目しているため、TBM 支保工の変形モードとの関係に注意が必要である。	各箇所の地盤反力を考慮できる。また、内空側への変位に対する地盤反力、せん断方向の地盤反力を期待しないことも可能である。	各箇所の地盤反力を考慮できる。連続体を弾性体とすると、内空側への変位に対する地盤反力、せん断方向の地盤反力を期待することとなる。
TBM 支保工設計モデルへの適用性	地盤反力が現実とは異なったものとなる可能性があるとともに、部分的な吹付け等のモデル化にも注意する必要がある。	慣用計算法に比べ地盤反力および支保剛性を適切に評価できるものと考えられるものの、骨組み構造解析を行う必要があるなど慣用計算法に比べ多少労力を要する。	地盤を弾性体としてモデル化する場合、引張やせん断についても考慮することとなり、硬岩、中硬岩を主に対象とする TBM トンネルについては、荷重に対する感度が鈍くなる可能性がある。そのため支保工断面力の評価に注意が必要である。

部分的な荷重に対する骨組み構造解析のモデルとしては、図 4.4.3 に示すようなモデルが考えられる（この図 4.4.3 では、試算のため仮定した崩落領域を示しており、実際の設計では崩落領域を現場状況に適したものとしなければならない）。

この図 4.4.3 に示したモデルについて、天端を含む 45° 範囲を崩落範囲と仮定し、表 4.4.2 に示した条件を用いてそれぞれの支保パターンにおける曲げ応力度を算定する。図 4.4.4 に算定された曲げ応力度の許容応力度に対する安全率を示す。なお、曲げ応力度は、C I パターンでは吹付けコンクリートが負担し、C II、D I、D II パターンでは鋼アーチ支保工が負担するものとして算定した。

図 4.4.4 によると、今回試算した崩落規模や地盤反力係数の範囲内においては、吹付けコンクリートのみである C I パターンでは、曲げ破壊に対する安全率 1.0 以上を確保できないが、鋼アーチ支保

工が設置される CII パターン以上では安全率 1.0 以上が確保できることとなる。この試算例から、仮定した規模の地山崩落によって、曲げ破壊が発生すると想定される場合には、支保工には吹付けコンクリートのみでなく、曲げに対する十分な抵抗を有する鋼アーチ支保工やライナー類を設置することが重要であることとなった。

ここでは、部分的な荷重が作用する場合の曲げ破壊に対する安全性の確認法の一つの例を示した。このように、崩落等により部分的な荷重が予想される場合には、地山状況や過去の実績から部分的な荷重の作用領域および大きさを的確に想定し、支保工の曲げ破壊に対する安全性を検討する必要があると言える。

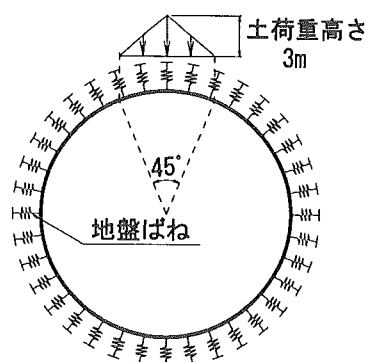
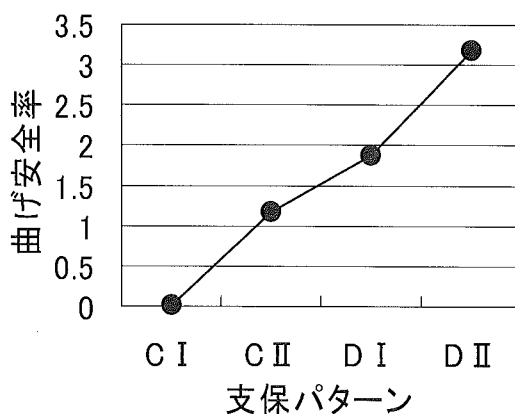


図 4.4.3 曲げ破壊

検討モデル

表 4.4.2 曲げ破壊試算条件

試算条件		
構造条件		
トンネル径		5m
支保の内容		
CⅠパターン	吹付け(2cm)	
CⅡパターン	吹付け(2cm), 鋼アーチ支保工H-100の使用	
DⅠパターン	吹付け(3cm), 鋼アーチ支保工H-100の使用	
DⅡパターン	吹付け(3cm), 鋼アーチ支保工H-125の使用	
地盤条件		
変形係数	5GPa～50GP	参考資料 1. に示す検討トンネルの支保パターン毎の平均値の最大最小
地盤反力係数	2.0GN/m ³ ～20.2GN/m ³	
単位体積重量	27kN/m ³	参考資料 1. に示す検討トンネルの平均
許容応力度		
吹付けコンクリート(支保パターンCⅠのみで使用)		圧縮 4.5N/mm ² 引張 0.23N/mm ²
鋼アーチ支保工(支保パターンCⅠ以外で使用)		圧縮, 引張とも 210N/mm ²



支保パターン

C I : 吹付け 2cm
C II : 吹付け 2cm + H-100
D I : 吹付け 3cm + H-100
D II : 吹付け 3cm + H-125

図 4.4.4 曲げ破壊に対する支保工の安全率

4.5 解析的手法による全体的な荷重に対する支保工設計モデルと荷重値

4.5.1 はじめに

TBM のトラブルでは、地山の押出しによる拘束現象が多く発生していた。押出しは、通常のトンネル設計で考えられる全体的な土圧が作用する現象とも類似していると考えられる。ここでは、全体的な荷重に対する設計モデルとして、全周地盤ばねモデルおよび連続体支持モデルという 2 つのモデルを適用し、現場計測結果を用いて、想定できる荷重値を算定する。

なお、TBM 支保工の設計モデルについては、現在定まったものがなく、ここで設定した支保工設計モデルの妥当性については、今後さらに検討を加えていく必要がある。また、算定した荷重値は、

用いたモデルが前提となっており、そのモデルにおいてのみ有意であることにも注意が必要である。

4.5.2 全周地盤ばねモデルの適用と荷重値に関する考察

(1) 設計モデル

ここでは、「全体的な荷重に対する支保工設計モデル」の一つとして、表 4.4.1 かつ、シールドトンネルにおいて用いられるモデルを参考とし、図 4.5.1 に示す骨組み構造解析による全周地盤ばねモデルを適用する。

なお、ここで用いた支保工設計モデルの概要は、参考資料 1.^{1), 2)} に示した。

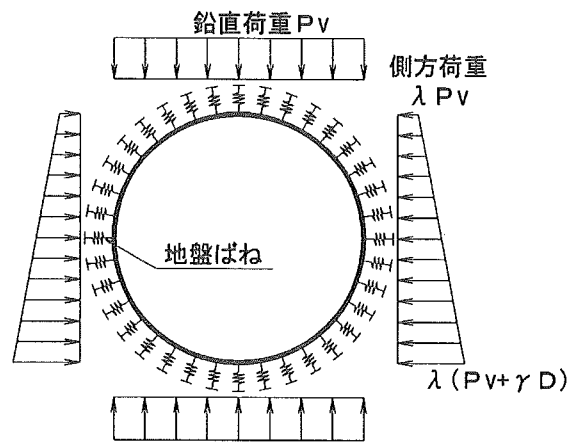


図 4.5.1 骨組み構造解析のモデル

(2) 全体的な荷重値の算定結果

ここでは、図 4.5.1 で示した支保工設計モデルによる応力と、実現場において計測された応力（実際にはひずみを断面力に算定し、縁応力を求めた）の誤差が最小になるように求めた鉛直荷重と側圧係数を整理し、考察する。

荷重値の算定の概要は、参考資料 1.^{1), 2)} に示した。

荷重の整理は、図 4.5.1 で設定した支保工設計モデルにおいては、鉛直荷重 P_v と側圧係数 λ について検討すればよい。なお、鉛直荷重 P_v は、トンネルの掘削径 D と地山の単位体積重量 γ で除し、換算土荷重高さ $P_v/\gamma D$ で評価する。また、ここでは、簡易ライナー（共通支保パターン：L-1）、鋼製セグメント（同：L）は、（両者を共通支保パターン L として）区別せずに整理する。

図 4.5.2 に計測値と解析値の誤差が最小となるようにして得られた $P_v/\gamma D$ の平均値と、最大値と最小値を支保パターンごとに示す。これより荷重の値は、おおむね $P_v/\gamma D=0.3$ 程度の小さい値であることが分かる。また、荷重の値は地山が不良になるにつれて相対的に大きくなる傾向が読みとることができ、最大で $P_v/\gamma D=0.9$ 程度、すなわち概ね掘削径に相当する程度の土荷重が作用すると考えられる。また、分析した断面数にばらつきはあるが、支保パターンが C 級以上の場合と D 級以下の場合で $P_v/\gamma D$ の大きさに差が生じていると考えられる。

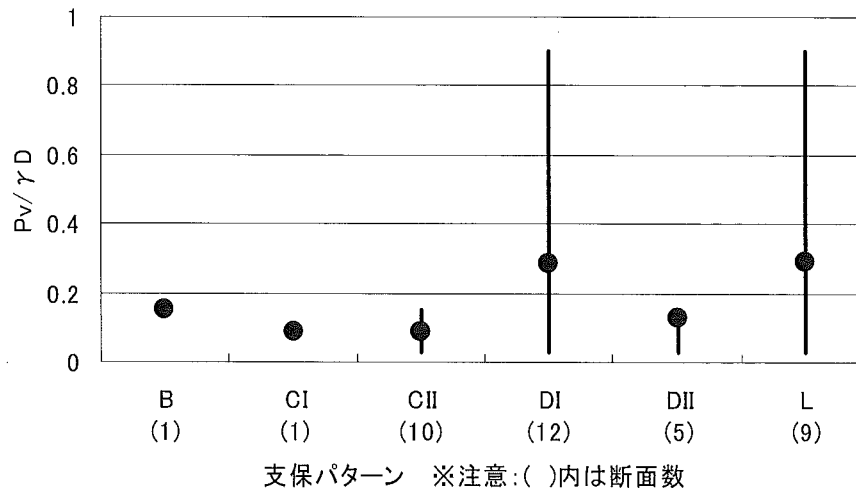


図 4.5.2 鉛直荷重と支保パターンとの関係

図 4.5.3 に、同様にして算定した側圧係数 λ の平均値および最大値と最小値を支保パターンごとに示す。これより側圧係数は支保パターン毎に大きな差は見受けられず、側圧係数は概ね 0~0.5 程度であると考えてよい場合がほとんどであった。

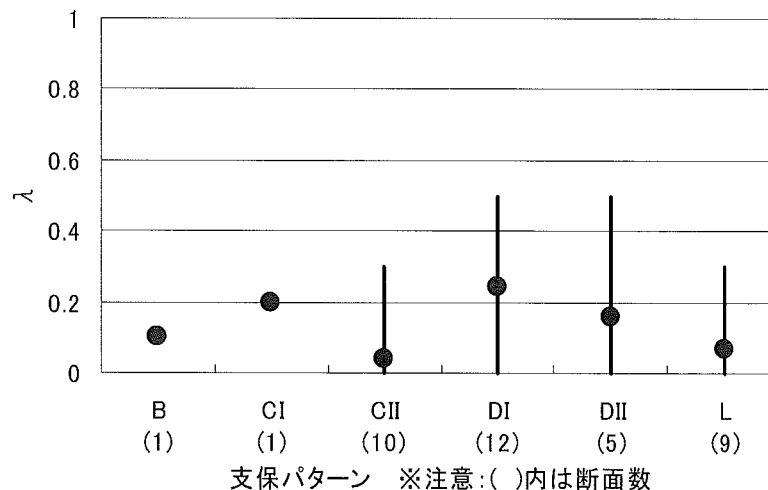


図 4.5.3 側圧係数と支保パターンとの関係

図 4.5.4 に岩種を硬質・中硬質岩の場合と軟質岩の場合に分類し、支保パターンを C 級以上と D 級以下とに分類した場合の支保工に作用する荷重 $P_v/\gamma D$ の結果を示す。なお、図 4.5.4 中の円の大きさが $P_v/\gamma D$ が算定されたサンプル数の頻度を表している。また、岩種の分類では、文献⁵⁾等を参考とした。

これより C 級以上の地山では岩種によらず $P_v/\gamma D$ が 0.2 以下の分布に集中して大きな差が見られなかったのに対し、D 級以下の地山では C 級以上の地山より $P_v/\gamma D$ は大きい値で得られていることがあり、さらに、硬質・中硬質岩の場合と軟質岩の場合を比較すると軟質岩の方が総じて $P_v/\gamma D$ が大きいと考えられる。以上より C 級以上の概して良好な地山において荷重値を検討する場合は岩種等の地山の性状によらず荷重の最大値が決まり、D 級以下の概して不良な地山の場合は岩種による影響を受けることが多いと考えられる。

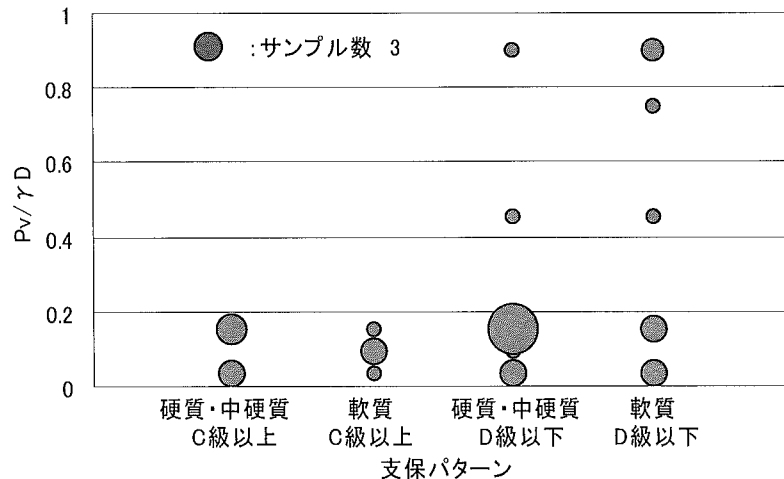


図 4.5.4 鉛直荷重と岩種・支保パターンの関係

ここでは、TBM トンネル支保工に骨組み構造解析による全周地盤ばねモデルを適用し、全体的に荷重が作用する場合の荷重値について、おおまかな目安値を得た。この荷重値は、適用した設計モデルが前提となっているものであることに注意が必要である。

なお、TBM 支保工の設計モデルについては、現在定まったものがなく、本報告で設定した支保工設計モデルの妥当性については、今後さらに検討を加えていく必要がある。実際の検討では、設計モデルを最も適切なものとしなければならず、荷重値についても実際の地山状況や過去の実績、および設計モデルに適したものとしなければならないと考えられる。

4.5.3 連続体支持モデルによる TBM トンネルの応力解放率に関する考察

(1) はじめに

前節での支保工設計モデルでは、支保工の周辺地盤を地盤ばねとしてモデル化し、骨組み構造解析を用いている。一方で、周辺地盤を弾性体等の連続体としてモデル化し、有限要素法等により解析する方法も考えられる。ここでは、TBM 支保工の設計モデルに FEM 解析を用いた連続体支持モデルを適用する。さらに、支保工の設計モデルに連続体支持モデルを適用した場合の、支保工設置までの応力解放率を算定した。応力解放率は、掘削と支保設置に対する 3 次元的な関連性を示す指標および地盤と支保工の相互作用効果の指標として用いられ、荷重評価の指標としても有効であると考えられる。

(2) 計算方法と結果

(a) 試算条件

試算モデルは、図 4.5.5 に示すものである。

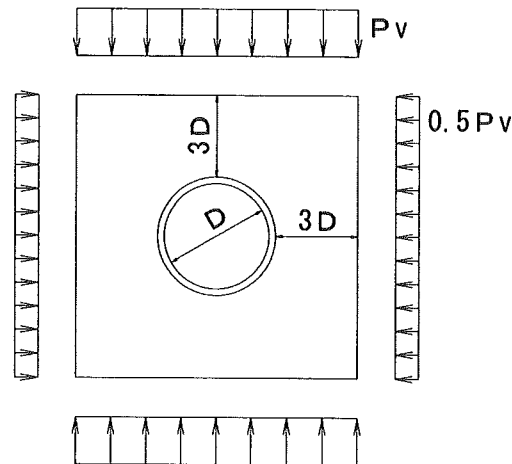


図 4.5.5 連続体支持モデルによる試算

試算における条件は、以下の通りである。

なお、試算する断面は、参考資料 1. で示した試算トンネルのうち、原位置での地山試験を行った断面に最も近い断面、表 4.5.1 である。

表 4.5.1 試算断面

	支保パターン	岩種
c トンネル(2)	L-1	安山岩
g トンネル(6)	D I	千枚岩
h トンネル(6)	D I	花崗斑岩
i トンネル(2)	L-1	流紋岩

試算で用いる解析入力値は表 4.5.2 に示す通りである。また、初期応力（初期地圧，土被り荷重）は表 4.5.3 に示す通りとなる。

表 4.5.2 解析入力定数

試算断面	c (2)	g (6)	h (6)	i (2)
地盤の弾性係数：N/mm ²	270	750	200	130
地盤のポアソン比	0.3	0.3	0.3	0.3
掘削外径：m	5.0	5.0	4.5	4.5
支保工の断面二次モーメント：cm ⁴	909	378 (525)	378 (525)	228
支保工の断面積：cm ²	36.0	21.59 (27.3)	21.59 (27.3)	30.0
支保工の弾性係数：kN/mm ²	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8

※支保工断面諸量は、鋼アーチ支保工のものであり、吹付けコンクリート打設位置に用いる断面諸量は括弧内に示した鋼アーチ支保工と吹付けコンクリートの合成値である。

※弾性係数は、断面付近の孔内水平載荷試験（深さ 1m）によるものである。

表 4.5.3 初期応力

試算断面	c (2)	g (6)	h (6)	i (2)
土被り：m	230	185	130	100
地山の単位体積重量：kN/m ³	27	58	26	26
鉛直方向の初期応力 P_0 ：kN/m ²	6210	5180	3380	2600
側圧係数（仮定）	0.5	0.5	0.5	0.5

(b) 計算結果

現場の計測で得られた天端部の曲げモーメントが得られるように、図 4.5.5 の鉛直荷重 P_v を算出した。

鉛直荷重は、この P_v と鉛直方向の初期応力 P_0 (初期地圧, 土被り荷重) をもとに、支保工設置までの応力解放率である $(1 - P_v / P_0)$ として評価した。

これにより得られた支保工設置までの応力解放率を表 4.5.4 に示す。これによると、TBM トンネルの支保工設置までの応力解放率は、平均で 75% 程度であり、通常の NATM トンネルで用いられる 30~40% よりかなり大きい。すなわち、支保工に作用する荷重としては、解放応力の 25% 程度となり、通常の NATM の 60~70% よりかなり小さい。これにより、NATM トンネルの支保工に比べ TBM トンネルの支保工には、地山のアーチ効果により、荷重がさほど作用しないものと考えられる。また、支保パターンによる応力解放率は、さほど差はない。しかし、支保の軽い DI パターンの方が、L-1 パターンより、応力解放率のばらつきが大きくなっている。

表 4.5.4 連続体支持モデルによって算定された解放率

支保パターン	D I		L-1	
応力解放率 (%)	57	88	72	81
(平均)	73		77	

4.6 まとめ

本章では、トラブル事例の分析結果に基づき、これまで十分確立されたものがなかった TBM 支保工設計モデルを設定した。また、その支保工設計モデルで用いる荷重値の算定や、安全性についての試算を行い、考察した。

これにより、トンネル全体に荷重が作用する場合、計測結果から算定された荷重値は、骨組み構造解析を用いた全周地盤ばねモデルにおいては掘削径に相当する土荷重以下、FEM 解析を用いた連続体支持モデルにおいては解放応力の 25% 程度であることが明らかとなった。また、崩落等によりトンネルに部分的に荷重が作用する場合、押し抜きせん断破壊に対しては、吹付けコンクリートのみで安全性が確保できる場合があるが、曲げ破壊に対しては鋼アーチ支保工等の曲げに抵抗力を十分有する支保工の採用が必要である場合があることが分かった。

5. おわりに

筆者らは、昨年度、地山特性と機械データの関係性を調査分析した^{1), 2)}。さらに、支保工の設計モデルを提案し、そのモデルを適用し支保工を設計する場合の荷重値の目安を算定した^{1), 2)}。しかし、実際に用いられる補助工法や実際に TBM 掘削中に発生したトラブルについては、検討しなかった。

そこで、本報告では、昨年度の研究を補足するために行った、TBM トンネルにおけるトラブルの実態とその対策に関する調査・分析の結果について述べた。さらに、トラブル実態の調査過程でこれまでに提案した支保工の設計モデル^{1), 2)}では、TBM のトラブル時に見られた地山現象に対する安全性を十分照査できないことが明らかになった。そこで、本報告では、トラブル事例の分析結果を踏まえ、これまでに提案した支保工設計モデルを補足する新たな支保工設計モデルを設定し、そのモデルについて試算を行った。

それにより得られた知見は、以下の通りである。

- ①TBM 施工時のトラブルの実態とその対策について調査し、整理・分析した。そして、トラブルの種類と地山現象の関係、トラブルと地質状況の関係、および補助工法の実施時期や実施内容と地山状況の関係について明らかとした。
- ②早期に不良地山部を察知し、その対策を行えるように、TBM に搭載されている付属設備のうち、削岩機等の搭載実績を調査した。さらに、不良地山部における前方地山探査の実績を調査し、その実態を明らかにした。
- ③トラブル事例の分析結果に基づき、これまで十分確立されたものがなかった TBM 支保工設計モデルを設定した。また、その支保工設計モデルで用いる荷重値の算定や、安全性についての試算を行い、考察した。これにより、トンネル全体に荷重が作用する場合、計測結果から算定された荷重値は、骨組み構造解析を用いた全周地盤ばねモデルにおいては掘削径に相当する土荷重以下、FEM 解析を用いた連続体支持モデルにおいては解放応力の 25%程度であることが明らかとなった。また、崩落等によりトンネルに部分的に荷重が作用する場合、押し抜きせん断破壊に対しては、吹付けコンクリートのみで安全性が確保できる場合があるが、曲げ破壊に対しては鋼アーチ支保工等の曲げに抵抗力を十分有する支保工の採用が必要である場合があることが分かった。

今後は、補助工法等の採用実績調査について、検討対象トンネルを増やすとともに、より詳細な分析が望まれる。また、支保工設計モデルの検討についても、より多くの条件、施工実績を踏まえた検討を行うとともに、試験施工等を実施し、設計モデルの検証を行っていく必要がある。

謝辞：本研究のデータ収集・整理を行うに際し、日本道路公団試験研究所道路研究部トンネル研究室の城間博通前室長、関茂和氏はじめ、ご協力頂きました関係者各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 真下英人, 砂金伸治, 木谷努, 城間博通, 関茂和 : TBM トンネルの掘削時の地山特性と機械データおよび作用荷重の関連性に関する共同研究報告書, 独立行政法人土木研究所基礎道路技術研究グループ, 日本道路公団試験研究所道路研究部トンネル研究室, 共同研究報告書第 301 号, 2004.3
- 2) 砂金伸治, 真下英人, 赤木渉, 城間博通 : TBM トンネル掘削時の機械データと支保に作用する荷重の関連性に関する研究, 第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.239-244, 2003.1
- 3) 木谷努, 真下英人, 砂金伸治, 城間博通, 関茂和 : TBM トラブル事例の実態とその対策に関する考察, 第 34 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.363-368, 2005.1
- 4) (社) 日本トンネル技術協会 : TBM ハンドブック, pp.113-123, 2002.2,
- 5) (社) 日本道路協会 : 道路トンネル技術基準 (構造編) ・同解説, 2003.11
- 6) 吉中龍之進, 桜井春輔, 菊地宏吉 : 岩盤分類とその適用, 土木工学社, pp.42, 1989.7,
- 7) (社) 土木学会 : トンネル標準示方書 [開削工法編] ・同解説, pp.260, 1996.7
- 8) 日本道路公団試験研究所 : トンネルの標準設計に関する研究報告書 試験研究所技術資料第 350 号, 1986.2

参考資料1. TBM 支保工に全体的な荷重が作用する場合の荷重値

1.1 はじめに

実現場での支保工のひずみ計測結果をもとに、TBM 支保工に全体的な荷重が作用する場合の荷重値を算定した。なお、設計モデル等は以下に示すものを仮定しているため、算定された荷重値については、仮定した設計モデル等を適用する場合のみで有意なものとなることに注意しなければならない。

1.2 荷重算定の対象断面

ここでは、支保工に作用する荷重を解析する断面について述べる。これらの断面は、計測断面として設定され、各断面における支保工には、ひずみゲージが貼付してある。これにより、荷重作用下で支保工に発生しているひずみが測定でき、支保工の断面力が算定できる。ここでは、これらの計測断面における支保工、周辺地質および解析に必要な支保工諸元や地山物性値について整理する。

参考表 1.2.1 には、解析対象とする断面の支保パターンおよび岩種を示す。なお、支保パターン B や C I では、無支保あるいは吹付けコンクリートのみであるため、ひずみ測定が困難である。したがって、計測用の支保工を設置している。

参考表 1.2.1 解析断面の概要

トンネル・No.	支保 パターン	岩種	トンネル・No.	支保 パターン	岩種
a トンネル (1)	C II	凝灰岩	f トンネル (7)	D II	チャート
a トンネル (2)	C II	流紋岩	f トンネル (8)	D I	千板岩
a トンネル (3)	C II	流紋岩	g トンネル (1)	D I	粘板岩
a トンネル (4)	L	流紋岩	g トンネル (2)	D I	チャート
a トンネル (5)	L	流紋岩	g トンネル (3)	C II	斑れい岩
a トンネル (1)	L-1	安山岩	g トンネル (4)	C II	粘板岩
b トンネル (2)	L-1	安山岩	g トンネル (5)	D I	千板岩
c トンネル (1)	L-1	安山岩	g トンネル (6)	D I	千板岩
c トンネル (2)	L-1	安山岩	g トンネル (7)	D I	チャート
d トンネル (1)	D II	砂岩泥岩互層	g トンネル (8)	D I	千板岩
e トンネル (1)	C II	砂岩泥岩互層	g トンネル (9)	D I	千板岩
e トンネル (2)	D II	砂岩	h トンネル (1)	D I	凝灰岩
e トンネル (3)	C II	砂岩	h トンネル (2)	C II	凝灰岩
f トンネル (1)	D I	粘板岩	h トンネル (3)	C I	凝灰岩
f トンネル (2)	D II	粘板岩	h トンネル (4)	B	凝灰岩
f トンネル (3)	D II	凝灰岩	h トンネル (5)	L	花崗斑岩
f トンネル (4)	D I	凝灰岩	h トンネル (6)	D I	花崗斑岩
f トンネル (5)	C II	凝灰岩	i トンネル (1)	L-1	流紋岩
f トンネル (6)	C II	千板岩	i トンネル (2)	L-1	流紋岩

本検討では、骨組み構造解析（フレーム解析）を行う。この方法では対象構造物（ここでは TBM トンネルの支保工）を梁、地盤をばねでモデル化する。すなわち、対象構造物の形状に加えて、解析に用いる物性値としては、梁の弾性係数と断面二次モーメント、断面積、地盤ばね定数（地盤反力係

数を計算奥行きに換算したもの) である。

ここでは、各断面における諸元を整理し、参考表 1.2.2 から参考表 1.2.8 に示す。なお、各断面における地盤の弾性係数については、それを求める試験が行われていないことから、各断面の一軸圧縮強度と、文献⁶⁾からの一軸圧縮試験と弾性係数の関係により求めた。

参考表 1.2.2 各解析断面の条件 (その 1)

トンネル・No	a (1)	a (2)	a (3)	a (4)	a (5)	b (1)
支保外径(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	5.0
共通支保パターン	C II	C II	C II	L	L	L-1
支保間隔(m)	1.25	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	302	252	252	485.2	485.2	909
支保断面積(cm ²)/m	17.27	14.39	14.39	50.0	50.0	36.0
吹付けコンクリート厚さ(cm)	(木矢板)	(木矢板)	(木矢板)	(セグメント)	(セグメント)	(ライ付)
吹付けコンクリート打設角度(°)	-	-	-	-	-	
地盤単位体積重量(kN/m ³)	22	20	20	20	20	27
地盤変形係数(MN/m ²)	7340	2600	2600	2600	63	2600
地盤反力係数(MN/m ³)	4051	1430	1430	1430	10	1430

参考表 1.2.3 各解析断面の条件 (その 2)

トンネル・No	b (2)	c (1)	c (2)	d (1)	e (1)	e (2)
支保外径(m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
共通支保パターン	L-1	L-1	L-1	D II	C II	D II
支保間隔(m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	909	909	909	839	378	839
支保断面積(cm ²)/m	36.0	36.0	36.0	30.0	21.59	30.0
吹付けコンクリート厚さ(cm)	(ライ付)	(ライ付)	(ライ付)	3	2	3
吹付けコンクリート打設角度(°)	-	-	-	180	180	180
地盤単位体積重量(kN/m ³)	27	27	27	24	24	24
地盤変形係数(MN/m ²)	604	932	604	4870	1950	1550
地盤反力係数(MN/m ³)	244	377	244	1970	790	630

参考表 1.2.4 各解析断面の条件（その３）

トンネル・No	e (3)	f (1)	f (2)	f (3)	f (4)	f (5)
支保外径(m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
共通支保パターン	C II	D I	D II	D II	D I	C II
支保間隔(m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	378	383	839	839	383	255
支保断面積(cm ²)/m	21.59	21.9	30.0	30.0	21.9	14.6
吹付けコンクリート厚さ(cm)	2	3	3	3	3	2
吹付けコンクリート打設角度(°)	180	120	120	120	120	120
地盤単位体積重量(kN/m ³)	24	27	27	27	27	27
地盤変形係数(MN/m ²)	8960	988	13280	13280	1715	24400
地盤反力係数(MN/m ³)	3620	399	5370	5370	693	9860

参考表 1.2.5 各解析断面の条件（その４）

トンネル・No	f (6)	f (7)	f (8)	g (1)	g (2)	g (3)
支保外径(m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
共通支保パターン	C II	D II	D I	D I	D I	C II
支保間隔(m)	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	255	839	383	387	378	252
支保断面積(cm ²)/m	14.6	30.0	21.9	21.59	21.59	14.39
吹付けコンクリート厚さ(cm)	2	3	3	3	3	2
吹付けコンクリート打設角度(°)	120	120	120	120	120	120
地盤単位体積重量(kN/m ³)	27	27	27	27	27	28
地盤変形係数(MN/m ²)	24400	24400	24400	12397	12397	12152
地盤反力係数(MN/m ³)	9860	9860	9860	5010	5010	4911

参考表 1.2.6 各解析断面の条件（その５）

トンネル・No	g (4)	g (5)	g (6)	g (7)	g (8)	g (9)
支保外径(m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
共通支保パターン	C II	D I	D I	D I	D I	D I
支保間隔(m)	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	252	378	378	378	378	378
支保断面積(cm ²)/m	14.39	21.59	21.59	21.59	21.59	21.59
吹付けコンクリート厚さ(cm)	2	3	3	3	3	3
吹付けコンクリート打設角度(°)	120	120	120	120	120	120
地盤単位体積重量(kN/m ³)	27	28	28	28	27	27
地盤変形係数(MN/m ²)	14033	20178	20178	12152	10682	10682
地盤反力係数(MN/m ³)	5671	8153	8153	4911	4317	4317

参考表 1.2.7 各解析断面の条件（その 6）

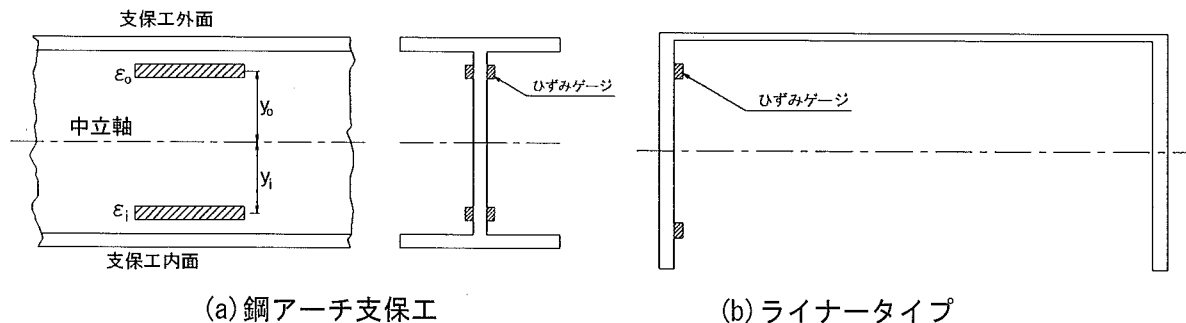
トンネル・No	h (1)	h (2)	h (3)	h (4)	h (5)	h (6)
支保外径(m)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
共通支保パターン	D I	C II	C I	B	L	D I
支保間隔(m)	1.0	1.5	吹付けのみ	無支保	0.75	1.0
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8	2.1×10^8
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	378	252	378	378	378	378
支保断面積(cm ²)/m	21.59	14.39	21.59	21.59	21.59	21.59
吹付けコンクリート厚さ(cm)	3	2	2	2	(セグメント)	3
吹付けコンクリート打設角度(°)	260	260	260	260	-	260
地盤単位体積重量(kN/m ³)	26	26	26	26	26	26
地盤変形係数(MN/m ²)	24990	32144	50078	35084	17070	21560
地盤反力係数(MN/m ³)	10930	14060	21900	15340	7465	9430

参考表 1.2.8 各解析断面の条件（その 7）

トンネル・No	i (1)	i (2)				
支保外径(m)	4.5	4.5				
共通支保パターン	L-1	L-1				
支保間隔(m)	0.75	0.75				
支保弾性係数(kN/m ²)	2.1×10^8	2.1×10^8				
支保断面二次モーメント(cm ⁴)/m	288	288				
吹付けコンクリート厚さ(cm)	(ライナ)	(ライナ)				
吹付けコンクリート打設角度(°)	-	-				
支保断面積(cm ²)/m	30.0	30.0				
地盤単位体積重量(kN/m ³)	26	26				
地盤変形係数(MN/m ²)	9845	9845				
地盤反力係数(MN/m ³)	4310	4310				

1.3 計測データの整理

計測データとしては、参考図 1.3.1 に示すように支保工に貼付されたひずみゲージからひずみを測定し、それを断面力（曲げモーメント M、軸力 N）に換算して用いている。



参考図 1.3.1 支保工ひずみ測定概要図

なお、参考図 1.3.1 のように中立軸から y_o 、 y_i 離れたひずみゲージによるひずみ測定値 ϵ_o 、 ϵ_i より

断面力は、参考式 (1.3.1) によって算定される (なお、参考式 (1.3.1) は多くのトンネルがそうであったように、 $y_i=y_o$ として展開した)。

$$M = \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_o}{y_i + y_o} EI \quad \dots \text{参考式 (1.3.1)}$$

$$N = \frac{\varepsilon_o y_i + \varepsilon_i y_o}{y_o + y_i} EA = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_i}{2} EA$$

ただし、E：鋼アーチ支保工の弾性係数

I：鋼アーチ支保工の断面二次モーメント

A：鋼アーチ支保工の断面積

である。

また、Aトンネルでは、計測データが曲げ応力 σ_M 、軸応力 σ_N として整理されていた。

そこで、断面力を参考式 (1.3.2) により算定した。

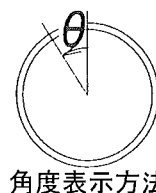
$$M = \frac{I}{y_i} \sigma_M \quad \dots \text{参考式 (1.3.2)}$$

$$N = A \sigma_N$$

各トンネルの計測位置は、天端からの角度で参考表 1.3.1 に示す。このように各計測断面において、3 箇所から 7 箇所の場所で断面力を計測している。

参考表 1.3.1 各トンネルの計測位置 (角度)

計測 No.	1 (A)	2 (B)	3 (C)	4 (D)	5 (E)	6 (F)	7 (G)
a トンネル	0	150	90	45	—	—	—
b トンネル	90	270	0	—	—	—	—
c トンネル	90	270	0	—	—	—	—
d トンネル	0	90	270	—	—	—	—
e トンネル	0	90	180	270	—	—	—
f トンネル	0	45	315	90	270	135	225
g トンネル	0	45	315	90	270	135	225
h トンネル	0	45	315	45	270	135	225
i トンネル	120	60	40	0	320	280	240



支保工のひずみは支保工設置後、その時のひずみを 0 として直ちに計測が開始される。したがって、ひずみには支保工の自重が含まれていないことに注意を要する。なお、本検討で用いるひずみは、設置後十分期間をおいて収束した値を用いる。

参考表 1.3.1 に示した各計測位置における支保工計測結果を参考表 1.3.2 から参考表 1.3.3 に示す。なお、ここで軸力は、圧縮を正として表示している。

参考表 1.3.2 計測箇所の断面力（曲げモーメント（kNm））

計測 No.	1 (A)	2 (B)	3 (C)	4 (D)	5 (E)	6 (F)	7 (G)
a (1)	-0.07	0.18	0.12	-0.74	—	—	—
a (2)	0.45	0.15	0.19	0.15	—	—	—
a (3)	0.07	-0.02	-0.02	-0.05	—	—	—
a (4)	-0.5	0.38	-0.69	-0.13	—	—	—
a (5)	19.73	0.19	3.52	10.62	—	—	—
b (1)	0.0	0.1	-0.1	—	—	—	—
b (2)	0.8	-1.5	-0.4	—	—	—	—
c (1)	9.7	1.9	1.5	—	—	—	—
c (2)	6.1	7.6	-3.5	—	—	—	—
d (1)	-0.5	2.2	-0.7	—	—	—	—
e (1)	0.2	0.8	2.0	0.8	—	—	—
e (2)	4.1	1.9	2.6	-1.6	—	—	—
e (3)	-0.1	0.1	0.2	0.4	—	—	—
f (1)	0.1	0.9	0.8	-6.2	-4.5	1.8	-1.5
f (2)	-2.0	5.1	-5.4	3.4	5.6	-1.4	3.9
f (3)	0.1	3.0	3.2	-0.7	-3.6	3.6	-5.6
f (4)	-0.2	1.5	1.3	-2.3	-1.4	2.5	2.1
f (5)	-0.3	0.2	-0.5	-0.1	0.5	-0.2	-0.1
f (6)	-0.1	0.5	1.3	-0.7	-0.3	0.0	-0.2
f (7)	4.0	-3.4	4.7	-1.6	7.4	4.2	-3.8
f (8)	-0.8	1.4	-1.7	-1.2	-1.9	0.9	2.8
g (1)	0.09	0.5	-0.69	-1.14	0.99	2.7	-1.28
g (2)	-1.8	-6.56	1.55	14.57	0.49	14.14	-4.84
g (3)	0.16	-0.033	0.02	0.013	0.327	0.033	0.0
g (4)	0.14	-0.18	0.327	-0.24	0.293	0.087	-0.167
g (5)	5.51	-5.19	-0.43	0.95	4.89	3.63	3.23
g (6)	-0.32	0.88	1.53	-0.35	2.78	-0.08	-0.13
g (7)	0.49	0.35	0.84	-2.43	-1.44	-1.93	-0.11
g (8)	0.09	4.28	1.61	-7.84	-0.93	2.46	0.09
g (9)	-0.71	0.69	1.34	0.84	-1.59	-0.43	-3.85
h (1)	0.8	-0.2	-0.2	-0.1	0.7	-0.3	-1.7
h (2)	0.0	-0.13	0.0	0.13	0.27	0.0	0.4
h (3)	-0.6	0.1	-0.1	-0.2	0.1	-0.1	0.2
h (4)	-11.3	1.9	10.9	-9.6	1.3	-8.8	-11.4
h (5)	0.1	0.4	0.0	-0.3	0.8	-0.8	0.5
h (6)	0.7	-0.2	-0.3	-2.4	0.2	-1.0	0.3
i (1)	-2.65	0.98	-1.15	0.23	0.44	2.24	-3.11
i (2)	0.8	2.27	2.0	-1.47	-2.93	2.0	-2.67

参考表 1.3.3 計測箇所の断面力（軸力（kN））

計測No.	1 (A)	2 (B)	3 (C)	4 (D)	5 (E)	6 (F)	7 (G)
a (1)	-16.6	7.7	-0.9	-10.2	—	—	—
a (2)	-23.4	-8.5	-2.1	1.4	—	—	—
a (3)	1.8	-2.8	-1.8	-1.8	—	—	—
a (4)	-14.8	-19.7	-25.8	4.9	—	—	—
a (5)	-666.1	-73.5	-603.2	-120.7	—	—	—
b (1)	-3.2	-0.3	-0.8	—	—	—	—
b (2)	-24.3	7.9	3.7	—	—	—	—
c (1)	280.7	259.1	533.6	—	—	—	—
c (2)	212.2	62.8	163.6	—	—	—	—
d (1)	0.2	5.5	-0.3	—	—	—	—
e (1)	19.2	19.7	74.7	81.0	—	—	—
e (2)	23.2	30.9	29.6	-8.3	—	—	—
e (3)	22.8	4.4	9.0	17.6	—	—	—
f (1)	51.3	33.3	63.5	26.4	57.7	19.5	31.5
f (2)	61.7	87.3	1.0	159.1	59.5	118.4	75.9
f (3)	41.6	65.2	56.7	25.5	-66.2	60.5	97.3
f (4)	189.2	141.4	135.7	132.2	123.7	134.3	135.7
f (5)	46.5	20.3	30.2	2.3	1.4	2.1	6.6
f (6)	44.0	2.1	11.5	5.2	-5.2	6.7	2.9
f (7)	59.8	52.4	-43.5	52.4	0.7	43.5	104.2
f (8)	171.2	105.0	139.7	69.1	22.0	34.7	19.4
g (1)	74.9	48.3	14.9	65.0	36.8	50.8	31.4
g (2)	268.0	139.9	241.8	144.2	261.9	169.2	195.1
g (3)	23.9	3.5	3.0	-1.4	-0.5	0.8	0.3
g (4)	23.0	20.3	9.2	6.5	3.6	6.0	9.3
g (5)	229.4	107.2	138.3	200.3	224.7	208.9	248.8
g (6)	51.9	26.6	38.1	19.4	20.8	11.5	20.3
g (7)	40.8	19.9	34.5	26.2	11.1	-13.5	11.5
g (8)	91.1	102.2	64.1	50.8	57.5	52.3	41.1
g (9)	168.1	42.0	101.7	48.5	94.5	77.8	55.5
h (1)	32.0	21.0	23.9	12.9	18.6	10.8	12.9
h (2)	-6.4	-11.1	-1.7	1.9	6.5	14.5	4.5
h (3)	-8.8	-23.9	-24.1	-11.1	-9.7	0.5	-3.4
h (4)	251.4	-305.8	-402.9	-433.0	-82.8	-147.0	-92.8
h (5)	21.9	6.5	-4.7	5.2	-10.6	-12.9	-4.0
h (6)	-44.2	-66.7	-40.7	-72.2	-19.5	-34.7	-29.9
i (1)	87.0	8.0	8.6	69.1	56.4	84.5	59.7
i (2)	-15.5	-50.0	-40.5	12.3	-160.8	-182.7	-109.2

1.4 解析手法

1.4.1 荷重の算出方法

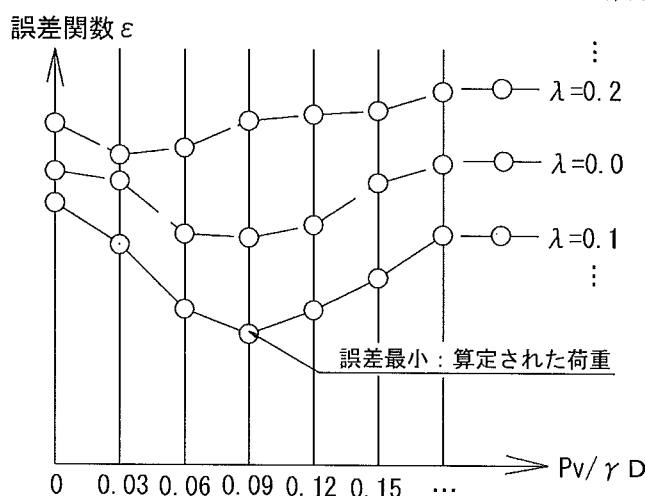
ここでは、TBM により施工されたトンネルの支保工に作用している荷重（鉛直荷重 P_v と側圧係数

λ)について検討する。なお、鉛直荷重 P_v は、トンネルの掘削径 D と地山の単位体積重量 γ で除し、換算土荷重高さ $P_v/\gamma D$ で評価する。

荷重の算定は、支保工を対象とした骨組み構造解析を行い、計測された支保工の応力と誤差が最小となるような荷重を算定することで行う。すなわち、参考式 (1.4.1) のように計測ひずみ値をもとに算定した断面力より求まる応力 σ_i^* と骨組み構造解析により算定される断面力より求まる応力 σ_i とから成る誤差関数 ε を最小となる荷重を算定する。

$$\varepsilon = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i^* - \sigma_i)^2} \rightarrow \min \quad \cdots \text{参考式 (1.4.1)}$$

なお、 n : 計測点数 (各計測断面における計測点数であり、トンネル毎で異なる。すなわち、3~7) である。実際の解析では、参考図 1.4.1 に示すように、側圧係数 λ を 0.1 ピッチ、鉛直荷重 $P_v/\gamma D$ を 0.03 ピッチで変化させ、誤差が最小となる荷重を算定するトライアル解析を実施した。



参考図 1.4.1 荷重算定のイメージ図

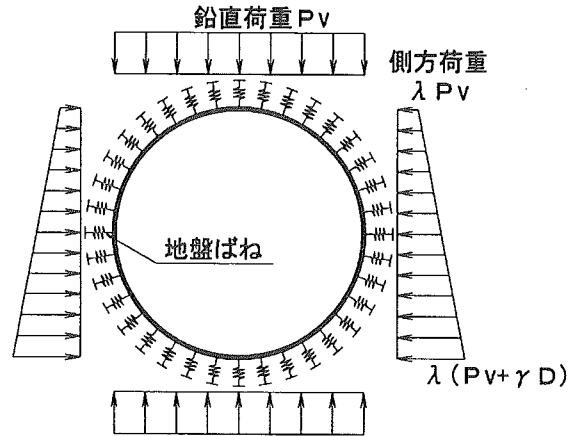
また、計測断面力や骨組み構造解析により算定された断面力から応力を求める場合は、参考式 (1.4.2) によった。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y \quad \cdots \text{参考式 (1.4.2)}$$

ここで、 σ : 計測断面力や骨組み構造解析により算定された断面力より求めるそれぞれの応力、 N : 計測断面力や骨組み構造解析により算定されたそれぞれの軸力、 A : 支保工の断面積、 M : 計測断面力や骨組み構造解析により算定されたそれぞれの曲げモーメント、 I : 支保工の断面二次モーメント、 y : 支保工縁の中立軸からの距離 である。

1.4.2 骨組み構造解析のモデル

本研究の骨組み構造解析では、シールドトンネルにおいて用いられるモデル等を参考に設定した参考図 1.4.2 に示す解析モデルを用いた。



参考図 1.4.2 骨組み構造解析のモデル

しかし、TBM 支保工の計算モデルについては、現在定まったものがなく、本研究で設定した支保工設計モデルの妥当性については、今後さらに検討を加えていく必要がある。また、本研究で算定した荷重は、本モデルが前提となっているものであることに注意が必要である。

参考図 1.4.2 に示す骨組み構造解析を行うに際して、荷重や地盤、支保工のモデル化を以下のように仮定した。

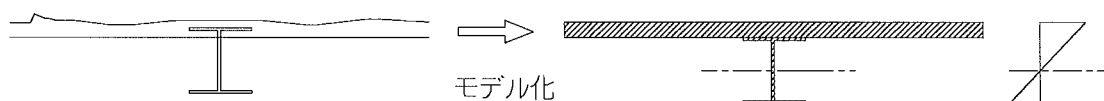
- ①上方から作用する鉛直荷重は等分布荷重とし、下方からはそれと大きさの等しい反力を受けると仮定した。また、側方荷重は、深さ方向の荷重増分 γD (γ : 単位体積重量) と、側圧係数 λ を考慮した台形荷重とした。
- ②ひずみの計測が鋼アーチ支保工の建て込み後を基準とされているため、支保工の自重は考慮しないものとした。
- ③地盤は、内空側変位、部材接線方向変位に対する剛性を無視した地盤ばねを全周に配することでモデル化した。地盤反力係数の算定は、文献⁷⁾による式を参考として算定した。すなわち、 $k_n = 1.58 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_n^{-3/4}$ で算定した。ただし、 k_n : 法線方向地盤反力係数(kN/m³)、 α : E_0 の算定方法および荷重条件による補正係数(ここでは、 $\alpha = 1.0$ とした)、 E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)、 B_n : トンネル径(m) (掘削径と同値) である。
- ④支保工は、その単位奥行き当りの剛性が等価な梁としてモデル化する。すなわち、支保工の曲げ剛性 $E^* I^*$ 、軸圧縮剛性 $E^* A^*$ を $E^* I^* = E_s I_s + E_c I_c$ 、 $E^* A^* = E_s A_s + E_c A_c$ で算定する。ただし、 E_s 、 I_s および A_s : それぞれ鋼製支保工の弾性係数 (=210kN/mm²)、断面二次モーメントおよび断面積、また E_c 、 I_c および A_c : それぞれ吹付けコンクリートの弾性係数 (=4kN/mm²)、断面二次モーメントおよび断面積である。
- ④補足：吹付けコンクリートは、鋼製支保工とは異なり、場所打ちで打設された後、時間とともに硬化し変形性能が変化する。また、硬化過程においても荷重の載荷・変形が加わる。さらに、ひび割れが発生するとその変形性能が変化するとも考えられる。したがって、吹付けコンクリートの剛性を考えることは難しい。本研究では、数ある吹付けコンクリートの剛性算出の考え方のうち、比較的好く用いられる物性値かつ吹付けコンクリートが鋼製支保工と一体となって地山を保持するとする考え方に拠ることとする。

・吹付けコンクリートの弾性係数について

吹付けコンクリートを考慮した解析を行い場合、JHでは、「吹付けコンクリートの弾性係数としては静的圧縮試験で得られる値をそのまま用いず、クリープ変形や乾燥収縮を考慮した値として $E=40,000\text{kgf/cm}^2=4,000,000\text{kN/m}^2$ を用いることとした。」としている⁸⁾。したがって、本研究においても、吹付けコンクリートの弾性係数としては、この弾性係数を用いて解析を行うこととする。

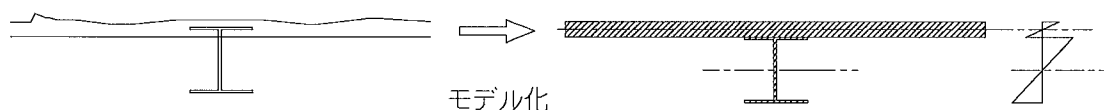
・吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の合成について

本研究では、吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の合成は、吹付けコンクリートと鋼製支保工が曲げに対して完全に一体すると考えた一体梁と言われる考えた方によった。この考え方は、吹付けコンクリートと鋼製支保工が一体となって挙動することを想定している。参考図 1.4.3 に概要を示す。計算上、吹付けコンクリートの断面二次モーメントに対し、鋼製支保工図心軸からの距離および弾性係数の比で補正後、鋼製支保工の断面二次モーメントと合計する。

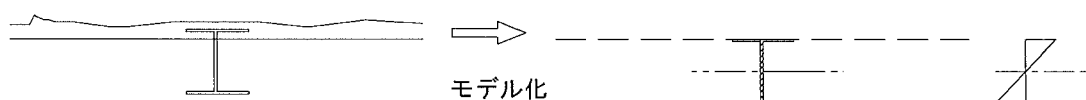


参考図 1.4.3 吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の合成

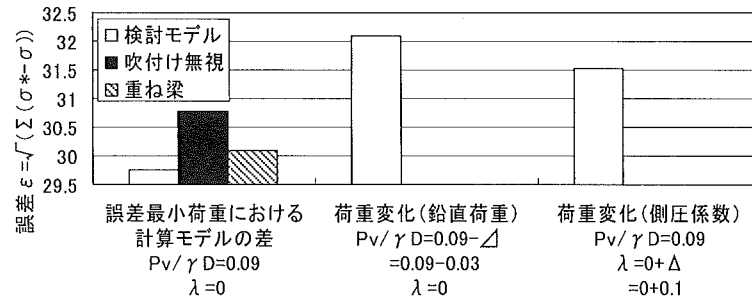
なお、吹付けコンクリートと鋼製支保工は一体とすることが望ましいとされているが、鋼製支保工はあるピッチで打設されるため、完全に一体とすることは不可能である。したがって、曲げに対しては吹付けコンクリートと鋼製支保工が別途挙動したり、吹付けコンクリートは鋼アーチ支保工に荷重を伝達するのみに機能しそれ自体耐荷力を発揮しない可能性もある。本研究では、予備解析において、曲げに対する挙動が吹付けと鋼アーチ支保工が分離した、重ね梁として考えられる場合（参考図 1.4.4）、さらに吹付けコンクリートの剛性を無視した場合（参考図 1.4.5 参照）、両者のモデル化と比較し、算定される荷重が一体梁モデルと大差ないことも確認している（参考図 1.4.6 の例のように荷重変化による誤差の変動に対し、計算モデルの差異による誤差変動は小さかった。これは、TBM トンネルの吹付け厚さが通常 mountain tunnel に比べ薄いことが要因であると考えられる）。



参考図 1.4.4 吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の合成（重ね梁）

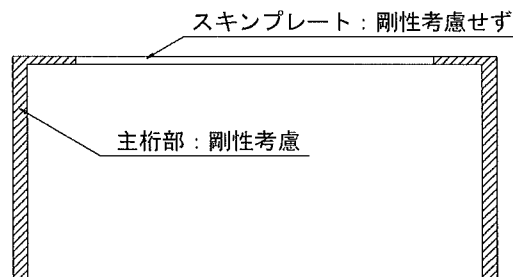


参考図 1.4.5 吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の合成（吹付け無視）



参考図 1.4.6 荷重変化と検討モデルの差による誤差発生状況(OTunnel(1))

⑤参考図 1.4.7 に示すようにライナーや鋼製セグメントの断面二次モーメント，断面積は，主桁のみの値を用いる。



参考図 1.4.7 ライナーや鋼製セグメントの剛性算出概念図

⑥支保工の諸元，断面力は単位奥行き 1mあたりに換算して解析を実施する．したがって，算定される荷重も単位奥行き 1mあたりである。

1.5 荷重算定結果

ここでは，前節で述べた解析手法を用いて，計測された応力（実際にはひずみを断面力に算定し，縁応力を求めた）と誤差が最小になるように求めた鉛直荷重と側圧係数を整理し，考察する．荷重の整理は，本研究で採用した解析モデルにおいては，鉛直荷重 P_v と側圧係数 λ について検討すればよい．なお，鉛直荷重 P_v は，トンネルの掘削径 D と地山の単位体積重量 γ で除し，換算土荷重高さ $P_v/\gamma D$ で評価する．また，ここでは，簡易ライナー（共通支保パターン：L-1），鋼製セグメント（同：L）は，（両者を共通支保パターン L として）区別せずに整理する．

参考表 1.5.1 に算定された荷重を示す。

参考表 1.5.1 算定された鉛直荷重と側圧係数

トンネル・No.	$P_v/\gamma D$	λ	トンネル・No.	$P_v/\gamma D$	λ
a トンネル (1)	0.15	0.0	f トンネル (7)	0.15	0.0
a トンネル (2)	0.15	0.0	f トンネル (8)	0.15	0.3
a トンネル (3)	0.15	0.0	g トンネル (1)	0.15	0.0
a トンネル (4)	0.15	0.3	g トンネル (2)	0.9	0.5
a トンネル (5)	0.75	0.3	g トンネル (3)	0.03	0.0
b トンネル (1)	0.03	0.0	g トンネル (4)	0.03	0.0
b トンネル (2)	0.03	0.0	g トンネル (5)	0.9	0.5
c トンネル (1)	0.9	0.0	g トンネル (6)	0.03	0.3
c トンネル (2)	0.45	0.0	g トンネル (7)	0.03	0.0
d トンネル (1)	0.03	0.0	g トンネル (8)	0.15	0.3
e トンネル (1)	0.03	0.0	g トンネル (9)	0.15	0.0
e トンネル (2)	0.15	0.3	h トンネル (1)	0.09	0.0
e トンネル (3)	0.15	0.0	h トンネル (2)	0.09	0.1
f トンネル (1)	0.15	0.3	h トンネル (3)	0.09	0.2
f トンネル (2)	0.15	0.5	h トンネル (4)	0.15	0.1
f トンネル (3)	0.15	0.3	h トンネル (5)	0.03	0.0
f トンネル (4)	0.45	0.5	h トンネル (6)	0.09	0.0
f トンネル (5)	0.09	0.0	i トンネル (1)	0.15	0.0
f トンネル (6)	0.03	0.0	i トンネル (2)	0.15	0.0