

都市 NATM の切羽安定について

TUNNEL FACE STABILITY IN URBAN TUNNEL USING NATM

國見 宏*・河田孝志**

By Hiroshi KUNIMI and Takashi KAWADA

One of the most important problems in tunnel construction is the stability of the tunnel face. This is controlled by a variety of factors such as the soil, the overburden, the ground water, the springing water and the tunnel construction method.

Therefore, by analyzing these problems on the basis of a survey of the reports, the relation between the stability range of the tunnel face and the values of the soil were studied. Further, when collapse of tunnel face in sandy ground were studied from the standpoints of soil and construction method, it was proved that about 70% of these collapse of tunnel face were attribute to the construction method.

Keywords: urban tunnel using NATM, face stability, problems in construction

1. ま え が き

都市トンネルは従来開削工法あるいはシールド工法で施工されてきたが、経済性、安全性に優れている NATM で施工することが次第に増加してきている。

トンネルを合理的、経済的かつ安全に施工するためには、掘削時のトンネル周辺の地山の挙動と支保部材の効果を正しく把握することが重要である。しかし、トンネルの計画段階において十分な調査を行っても、地山の材料特性が複雑で、情報には限界があるため、施工場所の地山特性を的確に予測することは難しい。したがって、これらの情報をもとに設計を行った場合、トンネルの実際の挙動と設計時の予測とが必ずしも一致しない。このため施工中のトンネルにおいて観察・計測を行い、総合的に評価し、その成果を設計時の予測と比較し、設計・施工法の妥当性を評価し、必要に応じて設計変更、施工法の改善等を行う。そのためには各計測値に対しあらかじめ管理すべき基準を設定してトンネルの安全性を判断するのが一般的であるが、この方法はまだ確立されてはなく、従来は経験に基づき定めている。このためにも地

山特性、計測値と切羽の安定性を明確にし、管理すべき基準値を設定する必要がある。この場合重要なことは、この管理基準をどのように設定するかということと、計測値が最終値として管理基準値を超えるかどうかの予測である。

本文は以上の点を考え都市トンネルの NATM 施工上の問題点、特に切羽の安定性と地山特性、計測値との関係について、すでに実施された工事の報告書および国内出版物の文献等により調査、研究を行った。

2. 調査現場の概要

調査対象トンネルは NATM で施工済のうち国内出版物の文献により調査を実施した。文献はトンネルと地下、土木学会年次学術講演会概要集、土質工学研究発表会、鉄道土木、トンネル技術講演会テキスト、日本トンネル技術協会施工体験発表会、トンネル技術シンポジウム、建設機械新報社土木セミナーテキスト、土と基礎、電力土木、清水建設(株)土木クォーターリー、大成建設(株)施工計画書、鹿島建設(株)施工計画書、日本鉄道建設公団技術研究会資料等である。調査トンネル数は 65 である。調査項目および代表的な調査例を表-1 に示す¹⁾。

切羽の自立性については安定、不安定および崩壊に区分した。

* 正会員 清水建設(株)技術研究所 副所長
(〒135 江東区越中島 3-4-17)

** 正会員 清水建設(株)土木本部技術第1部
(〒108 港区三田 3-13-16 三田 43 森ビル)

表-1 調査項目および調査例

分類番号	平均的 土盛り	トンネル 断面積	埋 入 率	支 保 パ タ ー ン					加 算 割	掘 削 工 法		切羽の 自立性	湧 水	地 質									
				吹付け厚	メッシュ		支保工	金網		2次 工	大 掘 削				小 掘 削								
					長さ×本数	種 類										φ/F							
1 **	12	9.0	0.95	10	—	H-100	1.2	2	2	2	1	0	3	—	○	90/40	● 固結 シルト						
2 **	10.7	8.9	1.12	10	—	H-100	1.0	1	—	—	3	1.0	4	6	○	0/0	○ 砂						
3 **	13	9.8	1.06	18	—	H-100	1.0	3	25	1	1	0	3	4	○	5/5	○ 砂						
4 **	9	74	0.89	20	3×8	H-150	1.0	3	2	50	2	5	2	1	2	3	6	×	0/400	○ 砂			
5 **	18	37	1.13	15	3×10	H-100	1.0	2	1	40	2	12	2	3	1	6	—	△	—	○ 砂			
6 **	19	60.5	0.96	20	3×12	H-125	0.9	3	2	30	2	20	1	2	3	6	1	4	6	8	△	—	○ 砂
7 **	31	86	0.74	20	3×14	H-29	1.0	2	2	40	2	1	2	40	—	—	—	○	3/7	○ 凝岩			
8 **	17	38	1.08	15	2×10	H-125 (上半部)	1.0	2	2	45	2	20	5	6	7	—	—	○	—	● 凝岩			
9 **	4	89	0.89	25	6×8 4×4	H-125	1.0	3	1	45	1	2	28	—	1	6	—	△	—	● マチ			
10 **	20	100	0.68	20	4×6	H-150	1.0	2	1	60	1	4	77	3	6	—	—	○	—	○ 花崗岩			

単体	N	値	地 山 物 性										計 測 (最大値)					土盛り 比	みかけ 係数	みかけ 係数	みかけ 係数	ひ ず み		地 山 強度比	沈 下 比 率 地 表 沈 下 量 天 端 沈 下 量	間 隙 率	注 入 率	備 考
			一軸圧縮 強度	粘着力	内部 摩擦角	透水係数	地下 水頭	細粒分 含有率	自然 含水比	内空率	天端沈下	地表沈下	土質	天端	強度	%	%											
																						kgf/cm ²	kgf/cm ²					
1.88	50以上	16.0	2400 (1250)	6.8	26° 42°	10 ⁻¹¹ ~10 ⁻¹¹	13	75	29	0.15	0.1	2.0	3.5	0.89	3.430	0.09	0.12	6.2	10.0	76	40	発達部薬液注入						
1.60	15	—	380	0.15	34.4	10 ⁻⁸	4.2	2.83	19.6	0.4	0.5	0.3	3.2	0.65	590	0.23	0.60	0.3										
2.1	40	—	(500)	0.5	40	8.0×10 ⁻⁴	10	10	12	0.2	0.1	0.0	3.7	1.0	4.120	0.11	0.11			35	35	標準部						
1.85	27	—	(265)	0.2	35	?	3	6	26	0.3	3.5	10.0	0.9	0.37	340	0.06	1.44	1.43				ショットパンチ						
1.5	40	1.4	(120)	0.13	30	?	?	?	?	0.7	1.0	1.2	2.6	0.61	380	0.20	0.58	0.4	0.66		34							
2.0	38	—	(325)	0	37	7×10 ⁻⁸	8	6	26	2.5	4.8	3.8	2.2	0.55	400	0.57	2.19	0.40	44	35								
1.8	50以上	35	(3500)	15	15	10 ⁻⁸	?	?	?	0.8	0.2	0.1	2.9	1.46	10.360	0.15	0.08	5.3	0.25				覆土から車道への移行					
1.9	50以上	47	(6000)	10	38	2×10 ⁻⁴	—	54	—	1.3	0.6	0.9	2.4	1.04	1.660	0.37	0.34	12.1	0.75									
1.65	?	?	(114)	0.2	30	5×10 ⁻⁴	?	7	17	2.2	7.0	13	0.4	0.47	110	0.41	2.63	0.93										
1.96	27	—	(265)	0.3	30	?	—	8	10	1.8	1.6	4.5	0.75	1.470	0.32	0.57		1.40		21		メガネトンネル 環状H-125						

安定領域：すべての点が安定である領域
 不安定領域：切羽に部分的な肌落ちがあった場合、場所によっては安定しているところもあるが、小規模な崩壊が部分的にある領域

崩壊領域：すべて崩壊になっている領域

a) 施工場所

施工場所は首都圏が多く、22件(40%)、近畿圏6件(10.9%)、その他27件(49.1%)である。

b) 施工期間

昭和53年から昭和62年である。

c) 施工断面

施工断面は小断面(3~10m²)10件(18.2%)、中断面(10~50m²)10件(18.2%)、大断面(50m²以上)35件(63.6%)である。

d) 施工区域

都市部31件(56.4%)、その他24件(43.6%)、都市部における地上構造物としては住宅20件(64.5%)、新幹線4件(12.9%)である。

e) 地 質

土砂が多く40件(73%)、軟岩13件(24%)、中硬岩2件(3%)で、さらに土砂の中でも砂が20件(36.4%)

となっている。地質年代としては洪積層が26件(48.1%)、第三紀鮮新世21件(38.9%)、沖積世2件(3.7%)である。

3. 設計に関する分析と考察

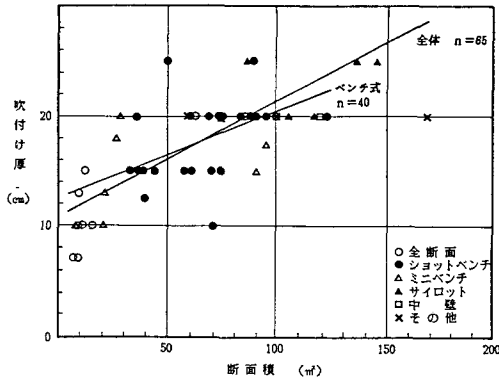
トンネルの設計手法には、施工事例に基づく設計手法と解析結果に基づく設計手法の2つに大別される。調査の分析結果は、施工事例に基づく設計手法が15.6%、解析結果に基づく設計手法が84.4%で、このうちFEMが64.4%である。これは大型電子計算機の発達と岩盤力学からみて合理性を備えたNATMの普及によるものである。

(1) 支 保 工

支保工の部材としては吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等が用いられているが、地山条件が悪い場合には覆土も支保工の役割を果たす場合がある。

a) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートの目的は、掘削後ただちに施工して、地山を支保することである。調査現場での吹付け厚さは、図-1に示すように7~25cmとなっている。吹付け厚さ t (cm) と断面積 A (m²) の間には、危険率



図一 吹付け厚と断面積の関係

1% で有意な相関が認められ、
全体 (n=65) では、

$$t = 0.098 A + 10.70 \quad (\text{相関係数 } r = 0.77)$$

ベンチ式掘削 (n=40) では、

$$t = 0.080 A + 12.42 \quad (\text{相関係数 } r = 0.58)$$

で示される関係が得られた。

全断面掘削工は断面 15 m² 以下で施工されている。

しかし、吹付け厚さと天端ひずみ、一軸圧縮強度、地山強度比および見掛け弾性係数との間には相関が認められなかった。これは、NATM の基本原理の中の「薄肉覆工の必要性」を裏付けているものと思われる。

b) ロックボルト

ロックボルトは、吊り下げ効果、はり形成効果、内圧効果、アーチ形成効果、地山改良効果等の作用効果がある。ロックボルトは 73% のトンネルで使用されている。土被り 5 m 以下は 11%、土被り比 1 以下は 28% である。ロックボルト本数と断面積、トンネル 1 m 当たりのロックボルト延長 m と天端ひずみ、側壁ひずみ、粘着力、地山強度比および見掛け弾性係数との間には相関が認められなかった。これは掘削相当力がロックボルト剛性に比較してかなり大きく、連続体地山条件であり、かつトンネルが円形に近いことから掘削相当力の大部分が円周方向に分配され、いわゆる地山支持リングが完全に形成されてトンネルが安定したことと、全変位量の 30~50% を占める先行変位が解放された後にロックボルトが設置されたこと等が考えられる。これらよりロックボルトを土砂地山に通常の長さ、密度で打設しても地山の変位抑制効果は小さく、したがって地山の変位を推定する場合、ロックボルトを無視して解析してもよいと考えられる。

c) 鋼製支保工

鋼製支保工はトンネル断面の形状と大きさ、切羽の自立性、土圧の大きさ、地表面沈下量の制限等によって異なるが、吹付けコンクリートの補強、切羽の早期安定、

先打ちボルト等の支点等の目的で使われる。支保サイズとして H-100×100~H-150×150 が多く使われ 84% を占めている。支保ピッチは断面積と支保ピッチに関係なく 1.0 m を中心に、0.75~1.5 m の範囲で施工されている。

(2) 覆工

吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等の支保によってトンネルの安定が保たれている。地山が硬く、風化のおそれがない場合には、覆工を省略することもあるが、覆工厚は地山特性、作用荷重、内空断積等の違いで一概にいえないが、30~50 cm くらいで施工されている。

「二次覆工も薄いものでなければならない」という NATM の基本原理の関係か、断面積と二次覆工の間には相関が認められなかった。

4. 切羽の安定性に関する分析と考察

トンネルの掘削において最も重要なのは切羽の自立性であり、それは地質条件、土被り、地下水、湧水および施工法等により左右される。

(1) 地山の物性と安定性

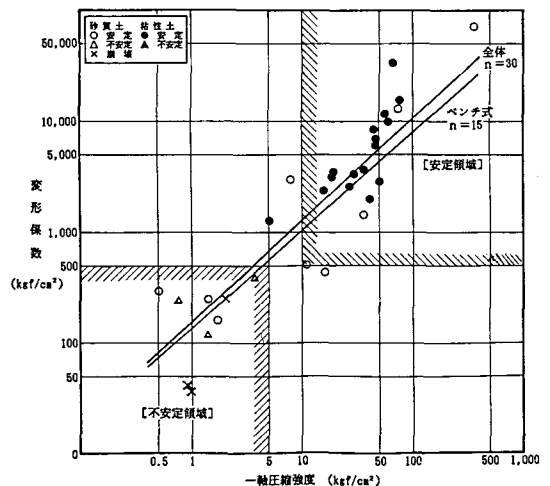
地山の N 値、一軸圧縮強度、変形係数、粘着力、内部摩擦角、地下水、湧水、含水比および細粒分含有率等により切羽の自立性、地山の変形挙動は異なったものとなる。

変形係数 E_R (kgf/cm²) と一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²) の関係を図-2 に示すが、危険率 1% で有意な相関が認められ、

全体 (n=30) では、

$$\log E_R = 0.931 \log q_u + 2.16 \quad (r = 0.90)$$

ベンチ式掘削 (n=15) では、



図二 変形係数と一軸圧縮強度の関係

$$\log E_R = 0.88 \log q_u + 2.10 \quad (r = 0.90)$$

で示される関係が得られた。

一軸圧縮強度と内部摩擦角の間には、相関は認められない。

粘着力 C (kgf/cm^2) と一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm^2) の関係を図-3 に示すが、危険率 1% で有意な相関が認められ、

全体 ($n=24$) では、

$$\log C = 1.06 \log q_u - 0.62 \quad (r = 0.89)$$

で示される関係が得られた。

次に細粒分含有率と自然含水比の関係を図-4 に示すが、相関が認められない。

また、自然含水比と内部摩擦角および細粒分含有率と一軸圧縮強度との間にも相関が認められない。

切羽の安定領域は、

$$\text{一軸圧縮強度} > 10 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{粘着力} > 5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{細粒分含有率} > 20 \%$$

$$\text{変形係数} > 500 \text{ kgf/cm}^2$$

である。

不安定領域は、

$$\text{変形係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{一軸圧縮強度} < 5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{粘着力} < 2 \text{ kgf/cm}^2$$

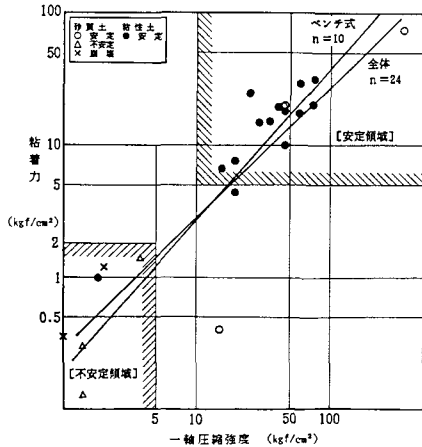


図-3 粘着力と一軸圧縮強度

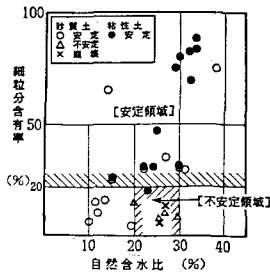


図-4 細粒分含有率と自然含水比

細粒分含有率 $< 20 \%$ \cap 含水比 $> 20 \%$

である。

(2) トンネルの変位による切羽の自立性

切羽の自立性は、地山の初期応力条件、粘着力および変形係数等の力学特性と施工法によって大きく左右される。

内空変位、天端沈下測定により、周辺地山の安全性、支保工と施工法の妥当性、二次覆工の打設時期等を判断することができる。この変位から弾性係数を逆算して求めた見掛け弾性係数¹²⁾と地山物性から切羽の自立性について検討した。

$$E_A = \frac{(1-\nu^2)(3K_0-1)\gamma Ha}{U_a}$$

ここに、 E_A ：見掛け弾性係数、 ν ：ポアソン比

$$K_0：側圧係数 = \frac{3U_a + U_t}{3U_t + U_a}$$

γH ：土被り荷重、 U_t ：天端変位量 (計測値の 2 倍)

a ：トンネル半径、 U_a ：側壁変位量 (計測値の 2 倍)

a) 見掛け弾性係数と N 値

見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm^2) と N 値の関係を図-5 に示すが、危険率 1% で有意な相関が認められ、

$$\log E_A = 0.028 N + 2.02 \quad (r = 0.60)$$

ベンチ式掘削 ($n=21$) では、

$$\log E_A = 0.027 N + 1.96 \quad (r = 0.71)$$

で示される関係が得られた。

切羽の安定領域は、

$$N \text{ 値} > 50 \quad \text{見掛け弾性係数} > 1000 \text{ kgf/cm}^2$$

である。

不安定領域は、

$$N \text{ 値} < 40 \cap \text{見掛け弾性係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2$$

である。

b) 一軸圧縮強度、変形係数と見掛け弾性係数

一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm^2) および変形係数 E_R (kgf/cm^2) と見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm^2) との関係

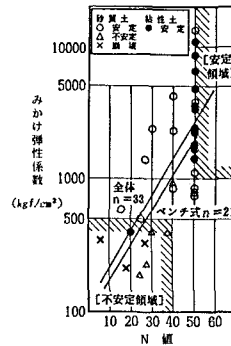


図-5 見掛け弾性係数と N 値

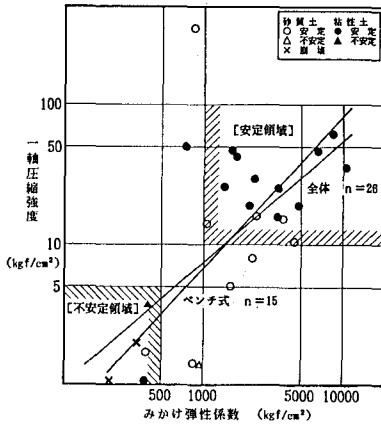


図-6 一軸圧縮強度と見掛け弾性係数

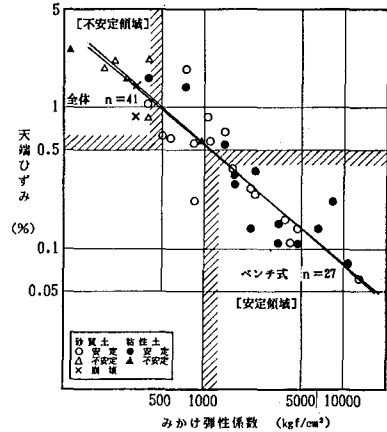


図-8 天端ひずみと見掛け弾性係数

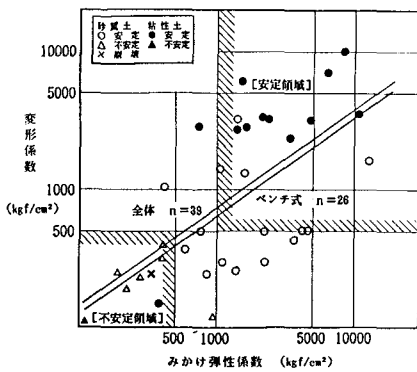


図-7 変形係数と見掛け弾性係数

を図-6、図-7に示すが、おのおの危険率1%で有意な相関が認められた。一軸圧縮強度と見掛け弾性係数との間には、

全体 (n=26) では、

$$\log q_u = 0.893 \log E_A - 1.822 \quad (r = 0.59)$$

ベンチ式掘削 (n=15) では、

$$\log q_u = 1.032 \log E_A - 2.248 \quad (r = 0.70)$$

で示される関係が得られた。

また、変形係数と見掛け弾性係数との間には、

全体 (n=39) では、

$$\log E_R = 0.679 \log E_A + 0.831 \quad (r = 0.56)$$

ベンチ式掘削 (n=26) では、

$$\log E_R = 0.661 \log E_A + 0.840 \quad (r = 0.62)$$

で示される関係が得られた。

切羽の安定領域は、

$$\text{一軸圧縮強度} > 10 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{変形係数} > 500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{見掛け弾性係数} > 1000 \text{ kgf/cm}^2$$

である。

不安定領域は、

$$\text{一軸圧縮強度} < 5 \text{ kgf/cm}^2$$

見掛け弾性係数 < 500 kgf/cm²

変形係数 < 500 kgf/cm² ∩

見掛け弾性係数 < 500 kgf/cm²

である。

c) 壁面ひずみと見掛け弾性係数

壁面ひずみは、側壁変位、天端沈下の計測値を全変位量の50%と考え、2倍にした値をトンネルの直径および半径で除しひずみとして求めた。図-8にこれらの関係を示す。天端ひずみ ε_r (%) は見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm²) が大きくなるとひずみが小さくなり、危険率1%で有意な相関が認められ、

全体 (n=41) では、

$$\log \varepsilon_r = -0.830 \log E_A + 2.22 \quad (r = -0.94)$$

ベンチ式掘削 (n=27) では、

$$\log \varepsilon_r = -0.859 \log E_A + 2.32 \quad (r = -0.95)$$

で示される関係が得られた。側壁ひずみには相関関係が認められなかった。

切羽の安定領域は、

$$\text{天端ひずみ} < 0.5\%$$

見掛け弾性係数 > 1000 kgf/cm²

である。

不安定領域は、

見掛け弾性係数 < 500 kgf/cm² 天端ひずみ > 0.5% である。

d) 見掛け弾性係数と土被り比

図-9に示すように、土被り比 H/D が大きくなると見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm²) が大きくなり、危険率1%で有意な相関が認められ、

全体 (n=40) では、

$$\log E_A = 0.919 \log H/D + 2.78 \quad (r = 0.68)$$

ベンチ式掘削 (n=27) では、

$$\log E_A = 0.860 \log H/D + 2.71 \quad (r = 0.64)$$

で示される関係が得られた。

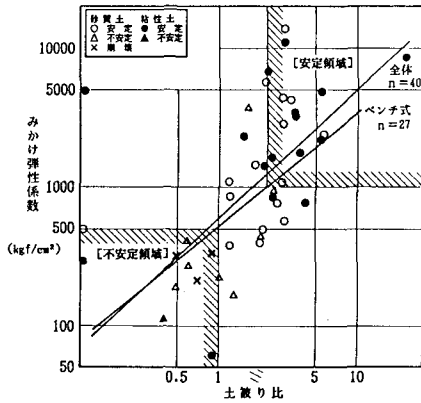


図-9 見掛け弾性係数と土被り比

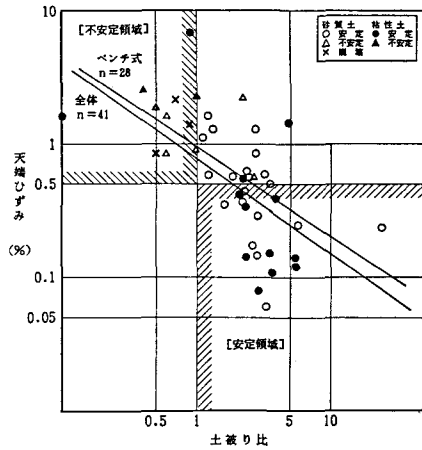


図-11 天端ひずみと土被り比

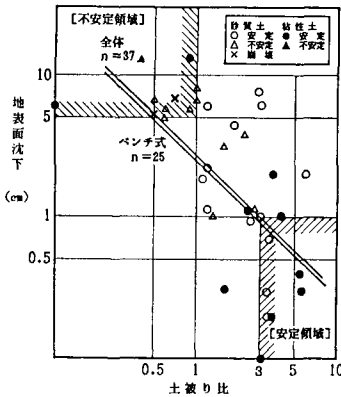


図-10 地表面沈下と土被り比

これは見掛け弾性係数の計算式で初期応力を土被り荷重としたためである。

切羽の安定領域は、

土被り比 > 3 見掛け弾性係数 > 1000 kgf/cm² である。

不安定領域は、

土被り比 < 1 見掛け弾性係数 < 500 kgf/cm² である。

e) 地表面沈下と土被り比

トンネル掘削に伴い、切羽の到達前から地表面沈下が生ずることもある。これは地山の全変位量が切羽が到達するまでの変位と、切羽通過後から計測するまでの変位および計測変位の合計であるためである。地表面の沈下量は土被り、地質、地下水および施工方法によって大きく差がある。

図-10に地表面沈下量 S (cm) と土被り比 H/D との関係を示すが、危険率 1% で有意な相関が認められ、土被り比が大きくなると地表面沈下量は小さくなる。

全体 ($n=37$) では、

$$\log S = -1.009 \log H/D + 0.459 \quad (r = -0.65)$$

ベンチ式掘削 ($n=25$) では、

$$\log S = -0.996 \log H/D + 0.442 \quad (r = -0.66)$$

で示される関係が得られた。

安定領域は、

地表面沈下量 < 1 cm 土被り比 > 3

である。

不安定領域は、

地表面沈下量 > 5 cm 土被り比 < 1

である。

また、土被り比と地表面沈下比率 (S/U_T) 間には相関は認められないが、沈下比率が大きく、土被り比が小さい場合不安定となっている。これは、天端沈下と地表面沈下が一緒に挙動しているものと思われる。

f) 壁面ひずみと土被り比

土砂トンネルにおいて土被り比が小さい場合、土のアーチアクションが期待できず天端沈下も大きく、したがって地表面沈下は避けることができない。

土被り比と側壁ひずみ、側壁ひずみと天端ひずみ、一軸圧縮強度と天端ひずみとの間には相関が認められないが、図-11に示す天端ひずみ ϵ_T (%) と土被り比 H/D との間には危険率 5% で有意な相関があり、

全体 ($n=41$) では、

$$\log \epsilon_T = -0.716 \log H/D - 0.106 \quad (r = -0.60)$$

ベンチ式掘削 ($n=28$) では、

$$\log \epsilon_T = -0.690 \log H/D - 0.028 \quad (r = -0.56)$$

で示される関係が得られた。

切羽の安定領域は、

土被り比 > 3 天端ひずみ < 0.5 %

である。

不安定領域は、

土被り比 < 1 天端ひずみ > 0.5 %

である。

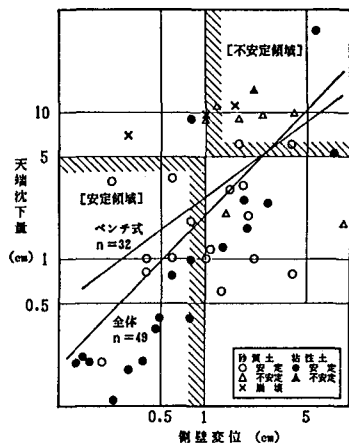


図-12 天端沈下量と側壁変位

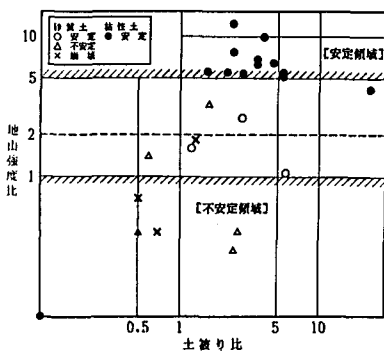


図-13 地山強度比と土被り比

図-12 に天端沈下量 U_i (cm) と側壁変位量 U_a (cm) の関係を示すが、危険率 1% で有意な相関があり、全体 ($n=49$) では、

$$\log U_i = 1.032 \log U_a + 0.300 \quad (r=0.70)$$
 ベンチ式掘削 ($n=32$) では、

$$\log U_i = 0.763 \log U_a + 0.404 \quad (r=0.56)$$
 で示される関係が得られた。

切羽の安定領域は、
 天端沈下量 < 2 cm
 天端沈下量 < 5 cm \cap 側壁変位量 < 1 cm である。
 不安定領域は、
 天端沈下量 > 5 cm
 天端沈下量 > 5 cm \cap 側壁変位量 > 1 cm である。

g) 地山強度比と土被り比

図-13 は地山強度比と土被り比の関係を示すが、相関が認められない。

切羽の安定領域は、
 土被り比 > 3 地山強度比 > 5 である。
 不安定領域は、
 土被り比 < 1 地山強度比 < 2 である。

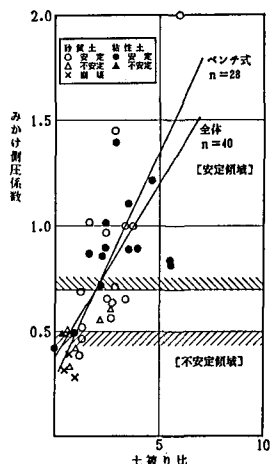


図-14 見掛け側圧係数と土被り比

これは割れ目等により地山強度が低下しているものと思われる。

h) 見掛け側圧係数と土被り比

図-14 は見掛け側圧係数 K_0 と土被り比 H/D の関係を示すが、危険率 5% で有意な相関が認められ、全体 ($n=40$) では、

$$K_0 = 0.163 H/D + 0.381 \quad (r=0.69)$$
 ベンチ式掘削 ($n=28$) では、

$$K_0 = 0.214 H/D + 0.268 \quad (r=0.82)$$
 で示される関係が得られた。土被り比が小さいと見掛け側圧係数も小さい。

切羽の安定領域は、
 見掛け側圧係数 > 0.7 である。
 不安定領域は、
 見掛け側圧係数 < 0.5 である。

5. 補助工法に関する分析と考察

調査現場のトンネル部ではウェルポイントが最も多く 25.0% あり、次に薬液注入、ディープウェルとなっている。また坑口部では薬液注入、パイプルーフが主として使われている。

a) 薬液注入

中硬岩以外の地質すべてに実施されており、その中で土砂の占める割合が多い。施工位置としては坑外からが圧倒的に多く、注入の薬種については溶液型(無機質系)が懸濁型より多い。注入率は透水係数、細粒分含有率および間隙率のみによって決まるものでなく、土質、地下水、施工方法および効果の期待度等の要因によって変わると考えられている。注入率とこれらの関係に関するデータ数が少ないため検討は難しく、データ数を増やし、さらなる検討を要する。注入は粘性土の場合、透水係数

が $10^{-2} \sim 10^{-6}$ cm/s, 砂質土の場合 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/sの範囲で実施されている。また、細粒分含有率が30~60%の範囲内では実施されていない。

注入効果については、どの程度施工すれば、どの程度効果が上がるかについて定量的に評価することが難しいが、定性的な評価ではほとんどの現場が効果ありとしている。

b) ディープウェル

土被りが小さく、湧水量が少ない場合には、地上から掘削しながら並行して作業ができるので有効である。今回の調査ではディープウェルのピッチは10~30 m, ケーシング径は300 mmが多く、深度はトンネル底盤より2.5~14 mの範囲であった。リチャージウェル工法は1件であるが、揚水量の30~90%をリチャージし地表面沈下や井戸枯れ現象の防止にも役立っている。

c) ウェルポイント

ウェルポイントの水位低下高さは一般的には6 m以下である。したがって坑内にウェルポイントを設置し排水を行っている。ピッチは1~1.8 mが多く、ディープウェルとの併用もあるがディープウェルよりも適用範囲が広い。これは適用範囲の透水係数が $10^{-1} \sim 10^{-5}$ cm/sの範囲であるためである。以上のほかに圧気工法として内気圧 $0.3 \sim 0.6$ kgf/cm²の範囲内で施工されているトンネルもある。

以上 NATM を施工する場合の補助工法について説明したが、本調査はデータが少なく、今後さらにこの方面の研究が必要である。

6. 施工上の問題点

(1) 施工中の問題点と対策

ここでは調査現場の問題点をとりあげ、原因と対策および効果について列挙しておく。効果大を○, 中を△で記した。

a) 掘削

問題点	原因	対策	効果
<ul style="list-style-type: none"> ベンチ長が短く作業性が悪い 余堀が多い 	<ul style="list-style-type: none"> ベンチ長が短い 掘削機が運転席から死角 	<ul style="list-style-type: none"> ベンチ長を3 m から4 mに変更 レーザーによる位置のマーキング 死角に係員の配置 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○
<ul style="list-style-type: none"> 路盤の泥ねい化 	<ul style="list-style-type: none"> 湧水 	<ul style="list-style-type: none"> 路盤に改良固化剤を散布 鉄板の敷並べ 路盤に水を落とさない 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○ ○
<ul style="list-style-type: none"> 天端のはく離 	<ul style="list-style-type: none"> 介在砂層の分布 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄矢木による天端の先受け 	<ul style="list-style-type: none"> ○

b) 吹付け

問題点	原因	対策	効果
<ul style="list-style-type: none"> 吹付けによって地山が洗掘 	<ul style="list-style-type: none"> 地山強度に比べて吹付け圧が強すぎる 	<ul style="list-style-type: none"> 吹付け圧の低下 金網、アンカーピン等を併用して地山に固定 地山に対する付着用メッシュの網目サイズを小さくする 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○ ○
<ul style="list-style-type: none"> 湧水箇所の吹付けコンクリートが剥離したり、付着が困難 	<ul style="list-style-type: none"> 湧水 	<ul style="list-style-type: none"> 急結剤の増量 ホースによる排水 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○
<ul style="list-style-type: none"> 細骨材の表面水の増加 粉じんが多い 	<ul style="list-style-type: none"> ヤードの管理が不十分 粉じん低減剤を使用していない 	<ul style="list-style-type: none"> 設備の改良 粉じん低減剤を使用 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○

c) ロックボルト

問題点	原因	対策	効果
<ul style="list-style-type: none"> ロックボルトの削孔により湧水を誘発 削孔径が大きくなる 	<ul style="list-style-type: none"> 湧水 地山の自立性不足とエアオーガーの振動 	<ul style="list-style-type: none"> 集水マットにて エアージェットのみを利用した方法を併用 	<ul style="list-style-type: none"> △ ○
<ul style="list-style-type: none"> ロックボルトの充填材が湧水により流出 	<ul style="list-style-type: none"> 湧水 	<ul style="list-style-type: none"> 急結剤を使用 	<ul style="list-style-type: none"> ○

d) 鋼製支保工

問題点	原因	対策	効果
<ul style="list-style-type: none"> 支保工脚部の沈下 	<ul style="list-style-type: none"> 地山の支持力不足 	<ul style="list-style-type: none"> 底部に皿板を敷く 	<ul style="list-style-type: none"> ○

e) 補助工法

問題点	原因	対策	効果
<ul style="list-style-type: none"> ディープウェルだけではインバート以下に地下水が低下しない 鉄矢板打設にピック・ハンマーで圧入し地山に振動を与える フォーパイヤリング施工時に削孔水によって地山を損傷 ミニパイプルーフ下の土砂が落下 単管によるフォーパイヤリングで単管の間から土砂が崩落 	<ul style="list-style-type: none"> ディープウェル間隔と地下水の動水勾配 打設機能 削孔水 間隔が長かく斜打ちとなった 粘着力が少ない 	<ul style="list-style-type: none"> 坑内よりウェルポイントを打設し地下水を低下させた エアージェットで圧入 直接打込み 間隔を短くし斜打ちをなくする 単管を鉄矢木に変更 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ○ ○ ○ ○

以上のとおり施工上の不具合に対して種々の対策がされているが、どの対策が最も有効であるかを判定することは難しい。それは問題点に対処する方法はいくつか考えられ、それらの組合せで対応するのが一般的であり、個々の方法の効果だけをとり出すことが難しいからである。

(2) 異常現象と対策

今回の調査において、異常現象の報告は13件で、データ不足により十分な検討が行えないが、これについて述べる。

異常現象を大別すると、切羽の安定性、トンネルの変形、地表面沈下・隆起、および異常出水に分類される。これを現象面からとらえると、地下水、先受け工によるもののおのの4件(30.8%)、湧水によるもの3件(23.0%)、切羽前方の地山の劣化、薬液注入によるもののおのの1件(7.7%)である。またこれを施工と地質面からとらえた場合、施工技術によるもの7件(69.2%)、地質によるもの4件(30.8%)となっている。

地下水による異常現象4件すべては、地下水の挙動および含水比の変動を適切に把握しなかったために、地表面沈下、切羽崩壊、およびトンネル底部のせん断破壊によるトンネルの沈下現象を起こしている。

施工技術に起因する異常現象が約70%あった。ミューラは、施工上の留意事項として、掘削サイクル、覆工時期、インバート閉合時期、上半掘削部の長さ、湧水処理等について取り上げている。施工上の異常現象はすべてこれに該当している。NATMの原理を十分に理解し、設計・施工に正しく反映されてはじめてトンネルが安全で、経済的に構築できるものと考えられる。

7. む す び

本研究は、現在わが国においてNATM施工上問題となっている事柄のうち、切羽の安定性と地山物性、計測値との関係についてまとめたものである。

本論文で述べてきた内容を要約すれば次のようになる。

(1) 全体(ベンチ掘削は除く)で相関係数の高い順に $r=0.60$ までの相関関係について述べる。

① 天端ひずみ ε_T (%)と見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm²)

$$\log \varepsilon_T = -0.830 \log E_A + 2.22 \quad (r = -0.94)$$

② 変形係数 E_R (kgf/cm²)と一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²)

$$\log E_R = 0.931 \log q_u + 2.16 \quad (r = 0.90)$$

③ 粘着力 C (kgf/cm²)と一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²)

$$\log C = 1.06 \log q_u - 0.62 \quad (r = 0.89)$$

④ 吹付け厚さ t (cm)と断面積 A (m²)

$$t = 0.098 A + 10.70 \quad (r = 0.77)$$

⑤ 天端沈下量 U_t (cm)と側壁変位量 U_a (cm)

$$\log U_t = 1.032 \log U_a + 0.300 \quad (r = 0.70)$$

⑥ 見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm²)と土被り比 H/D

$$\log E_A = 0.919 \log H/D + 2.78 \quad (r = 0.68)$$

⑦ 地表面沈下量 S (cm)と土被り比 H/D

$$\log S = -1.009 \log H/D + 0.459 \quad (r = -0.65)$$

⑧ 天端ひずみ ε_T (%)と土被り比 H/D

$$\log \varepsilon_T = -0.716 \log H/D - 0.106 \quad (r = -0.60)$$

⑨ 見掛け弾性係数 E_A (kgf/cm²)と N 値

$$\log E_A = 0.028 N + 2.02 \quad (r = 0.60)$$

おのおの間には相関関係が認められ、()内に示す相関係数が得られた。

(2) 切羽の自立区分としては安定、不安定、崩壊とに区分されるが、不安定と崩壊との間の明確な区分が得られなかった。一応の目安であるが、切羽の安定領域と不安定領域を地山物性と計測値とに分けて述べる。

① 地山物性による安定領域と不安定領域

安定領域

$$\text{一軸圧縮強度} > 10 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{地山強度比} > 5$$

$$\text{粘着力} > 5 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{土被り比} > 3$$

$$N \text{ 値} > 50$$

$$\text{変形係数} > 500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{細粒分含有率} > 20 \%$$

不安定領域

$$\text{一軸圧縮強度} < 5 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{地山強度比} < 1$$

$$\text{粘着力} < 2 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{土被り比} < 1$$

$$\text{変形係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{含水比} > 20 \% \cap \text{細粒分含有率} < 20 \%$$

② 計測値による安定領域と不安定領域

安定領域

$$\text{天端沈下量} < 2 \text{ cm} \quad \text{地表面沈下量} < 1 \text{ cm}$$

$$\text{天端ひずみ} < 0.5 \% \quad \text{見掛け弾性係数} > 1000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{見掛け側圧係数} > 0.7$$

$$\text{天端沈下量} < 5 \text{ cm} \cap \text{側壁変位量} < 1 \text{ cm}$$

不安定領域

$$\text{天端沈下量} > 5 \text{ cm} \quad \text{見掛け弾性係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{天端ひずみ} > 0.5 \% \quad \text{見掛け側圧係数} < 0.5$$

$$\text{地表面沈下} > 5 \text{ cm}$$

$$\text{見掛け弾性係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2 \cap N \text{ 値} < 40$$

$$\text{天端沈下量} > 5 \text{ cm} \cap \text{側壁変位量} > 1 \text{ cm}$$

$$\text{見掛け弾性係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2 \cap$$

$$\text{変形係数} < 500 \text{ kgf/cm}^2$$

地山物性と観察・計測より得られたデータの解析により、トンネル掘削に伴う周辺地山や地表面沈下、支保部材の効果、周辺構造物に与える影響等が安全であるか、また経済的であるかを把握できる。これにより施工法の変更、支保工の増減、補助工法の検討等の有効な対策を

早期にたてることが可能になると考えられる。

(3) 施工を異常現象面からとらえると、地下水、先受け工および湧水によるものが多い。これを施工と地質でとらえた場合、約70%が施工技術に起因している。

ミューラーの提唱した NATM の基本原理である岩盤の補強効果、薄肉覆工の必要性、施工上の留意点、計測の重要性等を十分に理解し、これを設計・施工に正しくフィードバックすれば不具合、異常現象もほとんどなくなるものと考えられる。

本研究がトンネル工事の安全性、経済性を向上させる一助になれば幸いである。

終わりに、本研究のとりまとめに際し、適切にご指導を賜りました名古屋大学 川本勝万教授に深甚の謝意を表す次第です。さらに解析等にご協力いただいた清水建設(株)技術研究所関係各位に深く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 清水建設(株)：新大田大森関連管路調査工事の内、都市 NATM 施工上の問題点の調査分析業務社外委託報告書、pp.57~100, 113~130, 139~144, 173~182, 昭和62年6月。
- 2) 土屋貢一郎ほか：固結シルト層小断面 NATM の設計と実際、第18回土質工学研究発表会、pp.1375~1378, 昭和58年6月。
- 3) 有泉慶隆ほか：都市部未固結砂層における NATM 試験施工(その1),(その2)、第21回土質工学研究発表会、pp.1697~1704, 昭和61年6月。
- 4) 吉田和夫ほか：市街地の滞水砂礫層を圧気 NATM で掘る中電北豊田南部平町線洞導、トンネルと地下、第17巻、第5号、pp.37~45, 昭和61年6月。
- 5) 高山博文ほか：未固結砂層を土かぶり浅く NATM で掘る北総開発鉄道線栗山トンネル、トンネルと地下、第17巻、第3号、pp.7~14, 昭和61年3月。
- 6) 谷 正史：土かぶりの浅い砂地盤を NATM で施工(鹿島線大貫トンネル)、土木学会第36回年次学術講演会第3部、pp.416~417, 昭和56年10月。
- 7) 藤森富雄ほか：都市部の滞水砂層を NATM で挑む千葉県国分川分水路トンネル、トンネルと地下、第15巻、第12号、pp.17~26, 昭和59年12月。
- 8) 池田 正ほか：地下鉄工事に NATM を導入、横浜市地下鉄3号線岸根トンネル、トンネルと地下、第13巻、第2号、pp.17~24, 昭和57年2月。
- 9) 石崎昭義ほか：仙台市営地下鉄工事における NATM の設計と施工管理、土木学会第40回年次学術講演会第3部、pp.195~196, 昭和60年9月。
- 10) 及川光男ほか：NATM 施工トンネル、土木施工、第22巻、第12号、pp.59~65, 昭和56年11月。
- 11) 前田 稔ほか：真砂土にメガトンネルを NATM で掘る常盤自動車道十王トンネル、トンネルと地下、第17巻、第11号、pp.45~56, 昭和61年11月。
- 12) 土木学会関西支部：都市トンネルへの NATM の適用、昭和62年度講習会テキスト、p.6, 昭和62年6月。

(1990.5.16・受付)