

高土被りトンネルへの高強度吹付けコンクリートの適用に関する一考察

岡林信行¹・田沢雄二郎²・松川久俊³・今田 徹⁴

¹フェロー会員 工博 鹿島建設(株)技術研究所(〒182 東京都調布市飛田給 2-19-1)

²フェロー会員 鹿島建設(株)土木技術本部技術部(〒107 東京都港区元赤坂 1-2-7)

³正会員 鹿島・大成 特定建設工事共同企業体(〒793-01 愛媛県西条市藤之石字中の池 5-56)

⁴正会員 工博 東京都立大学 工学部 土木工学科(〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

最大土被り 900 m に達するトンネル工事において、土被り 400 m を越えた区間より著しい支保の変状が生じ始めた。土被り 600 m 以奥では計画時の標準支保パターンでは更に大きな変状の発生が予想されたため、トンネル支保工に高強度吹付けコンクリートを含む特殊支保パターンを採用した。採用に当たっては、計測データを用いた逆解析的な弾塑性解析により地山特性曲線、土被りごとの変位及び必要支保圧を算定し、それに見合う支保パターンを設定した。これらの適用区間は約 1,000 m にも及んだ。

その結果、中硬岩地質からなる高土被りトンネルにおいても特に大きな変状も無くトンネルを構築でき、高強度吹付けコンクリートを用いるトンネル支保工に関する設計・施工上の多くの知見を得た。

Key Words: *high-strength shotcrete, silica fume, high overburden, support pressure, elasto-plastic analysis, back analysis*

1. はじめに

ロックボルト・吹付けコンクリートによるトンネル工法が我が国に導入されてから既に 20 年以上が経過し、その間において膨脹性地山や高土被り条件下のトンネル施工の適用例も多く報告されてきている^{1)・2)}。それらの特殊条件下での変状対策としては、吹付けコンクリートの厚さを増す、鋼製支保工の剛性を上げる、ロックボルトを増し打ちする、掘削断面の加背割りを小さくする等多くの方策が取られてきている。また、設計的には変位を許容する方法あるいは地山を剛に抑える方法等の考え方もある。

今回、最大土被り 900 m の建設省・寒風山トンネル(四国・西条～高知間、国道 194 号線)において、土被り 600 m 以奥では計画時の標準支保パターンでは大きな変状の発生が予測されたため、トンネル支保工に高強度吹付けコンクリートを含む新しい支保パターンの適用を検討した。検討に当たっては、施工完了区間の計測データを用いて解析により必要な支保圧を算定し、支保パターンを設定した。

同トンネルの地質は約 75% が泥質片岩(黒色片岩)から成り、この層は片岩特有の片理面が発達し、剥離性及び異方性が強く新鮮な部分での一軸圧縮強

度は 200kgf/cm²(19.6MPa)程度である。本坑に先行して施工した作業坑掘削においては土被りが 600 m を越えた付近より顕著な支保の変状が生じ始め、本坑掘削でも 400 m 以奥において同様の変状が生じ始めたため、計測管理を充実させ、原因を明確にするとともに早期の支保部材のランクアップ等の検討が必要となった。対策としては、変位を抑制するために地圧に対して剛に抑える考え方を基本とした。

具体的な方法として、土被り厚さ別の必要な支保圧に対して、吹付けコンクリート覆工厚の割り増し、高強度吹付けコンクリートの採用、鋼製支保工のランクアップ等により対応した。特に、高強度吹付けコンクリートは覆工厚さの増大を抑えるために採用したもので、コンクリート用混和材としてシリカフュームを用いた。コンクリートの設計基準強度は、標準支保パターンでは材齢 28 日で 180kgf/cm²(17.65MPa)と規定しているのに対し、高土被り条件下ではトンネル掘削後大きな地山荷重が作用するため早期強度が特に重要と考え、設計基準強度を材齢 7 日で規定し、土被り厚さに応じて 250kgf/cm²(24.52MPa)(D IV パターン) 290kgf/cm²(28.44MPa)(D V パターン)の 2 種類とした。これまで、高強度吹付けコンクリートを設計時から組み込んで実工事に

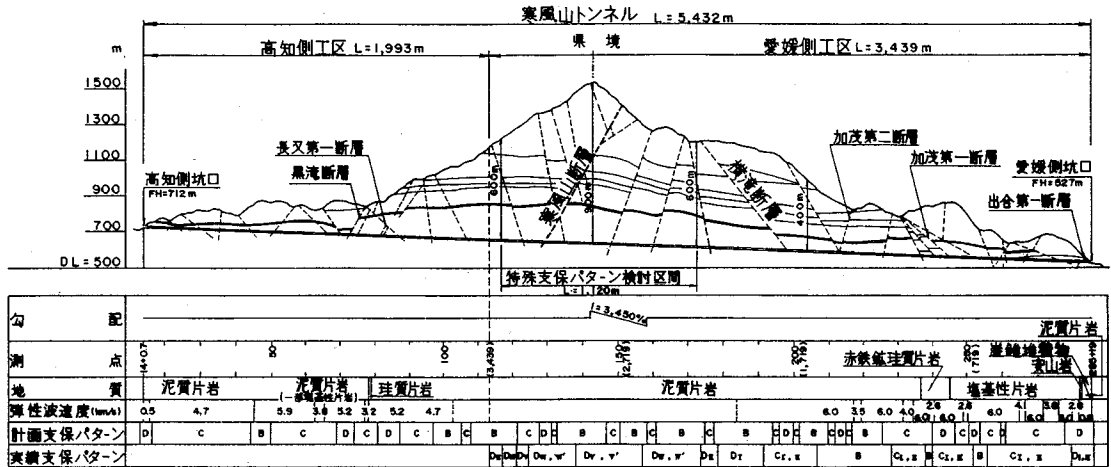


図-1 トンネル地質縦断面図

※ ()内は 愛媛側坑口からの距離
 ※※ 1測点区間 20m

適用した例はほとんど無く、コンクリートの配合、施工性、トンネル掘削時の変位抑制効果、等に関する報告は皆無であるため、本施工に先立ち配合選定のための練り混ぜ試験、現場試験施工等を行った。

今回の施工により、高強度吹付けコンクリートの品質及び施工性を明らかにし、初期の変位速度から変状の程度を推定し、大きな変状を生じる前に次の対策を実施する管理フロー体系を確立できた。それらの結果、900 mの高土被り下においても特に大きな変状も無くトンネルを構築できた。

本論文は、高土被りトンネルの施工にあたり、標準支保パターン区間での計測結果を基に、より高土被りに対する必要支保圧を推定し、その条件を満足するために高強度吹付けコンクリートを用いた特殊支保パターンを設定し、実施工に適用した結果を述べるものである。

2. 土被り増大に伴う支保の変状対策の検討

(1) 標準支保パターン区間におけるトンネル変状
 トンネルの地質縦断面図及びトンネル断面は図-1、2に示すとおりである。

本坑トンネルの施工では、図-1に示すとおり標準支保パターンが地質条件に合わせて予め決められており、愛媛側坑口から約1,600 m付近までは、土被りが400 m以下で、地山強度比 $\{Cf = \sigma_c / (\gamma \cdot H)\}$ 、 σ_c : 地山の圧縮強度、 γ : 単位体積重量、 H : 土被り) は2.0以上あり、支保パターンB~C I (一部C II) が用いられ、特に大きな変状もなく施工が行われた。一方、それより以奥の土被りが400 m付近 (坑口から約1,650 m地点) から地山強度比も2.0以下となり、顕著な支保の変状が生じ始め、土被りの増加に合わせて支保パターンを

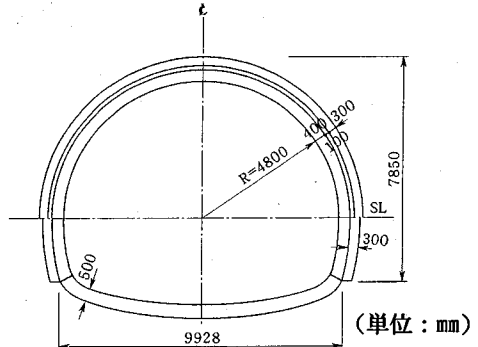


図-2 トンネル標準断面図

C II~D IIとランクアップしながら施工を行った。標準支保パターンで施工された土被り390~600 m区間の施工経過及び変状の状況等は表-1のとおりである。この区間の天端沈下量及び内空変位量と土被りとの関係は図-3、4に示すとおりであり、土被りが400 m付近より天端沈下量が増大し天端沈下率 (天端沈下量のトンネル半径に対する割合) で0.4% (20 mm) 以上となり、吹付けコンクリートのせん断クラック及びロックボルトの一部破断、部分的な鋼製支保工の座屈を伴った顕著な変状が発生している。土被りが550 m付近より天端沈下率は0.8% (40 mm) を越え、図-5に示す桜井の提案している管理基準値のレベルII~III (圧縮強度 = 200kgf/cm² (19.6MPa) の場合)³⁾ に達し、それより以奥に対して十分な対策が必要となった。同様に内空変位率 (内空変位量のトンネル直径に対する割合) も土被り400 m付近より増大し、その値が0.4% (40 mm) を境に変状が増加している。

これらの結果から土被り600 m以奥については標準支保パターンを見直し、特殊支保パターンの導入が必要と判断された。

表-1 標準支保パターン区間施工経過(土被り390~600m)

支保パターン	測点	区間長(m)	土被り(m)	変位量(mm)			支保の変状			対策工		摘要
				最大水平変位量	最大天端沈下量	収束日数(日)	吹付けコンクリート	ロックボルト	鋼製支保工	上半期	下半期	
C I	Na203+15.2 ~Na203+4.7	10.5	390	40	22	90	天端 せん断クラック	—	—	R.B(3m) 天端	—	C IIパターン に変更
C II	Na203+4.7 ~Na203+5.9	18.8	400	31	15	90	—	—	—	—	—	—
C II-L	Na202+5.9 ~No200+13.9	32.0	400 ~430	33	13	80	川側 せん断クラック	川側 プレート変形 ボルト一部破断	—	R.B:4m 上半・川 側	—	拡幅部
C II	Na200+13.9 ~Na191+4.3	189.6	430 ~540	101	41	70 ~110	川側・天端 せん断クラック 川側・下半はく離	川側・天端 プレート変形 ボルト一部破断	天端座屈	R.B:3m 上半・川 側	—	D Iパターン に変更
D I	Na191+4.3 ~Na184+15.9	128.4	540 ~580	109	53	170 ~270	川側・天端 せん断クラック	川側・天端 プレート変形 ボルト一部破断	天端・肩部 座屈	R.B:4m 上半・全 周	RB:6m 下半	—
D I-L	Na184+15.9 ~Na183+3.9	32.0	580 ~590	65	50	150 ~170	川側クラック	川側SL部 プレート変形 ボルト一部破断	—	—	—	拡幅部
D I	Na183+3.9 ~Na178+4.9	99.0	590 ~600	146	92	390	川側・天端 せん断クラック	川側・天端 プレート変形 ボルト一部破断	天端座屈	R.B:4m 天端	—	D IIパターン に変更
D II	Na178+4.9 ~Na175+0.0	64.9	600	115	64	300	天端 せん断クラック	天端 ボルト一部破断	天端座屈	R.B:4m 天端	—	—

R.B: ロックボルト

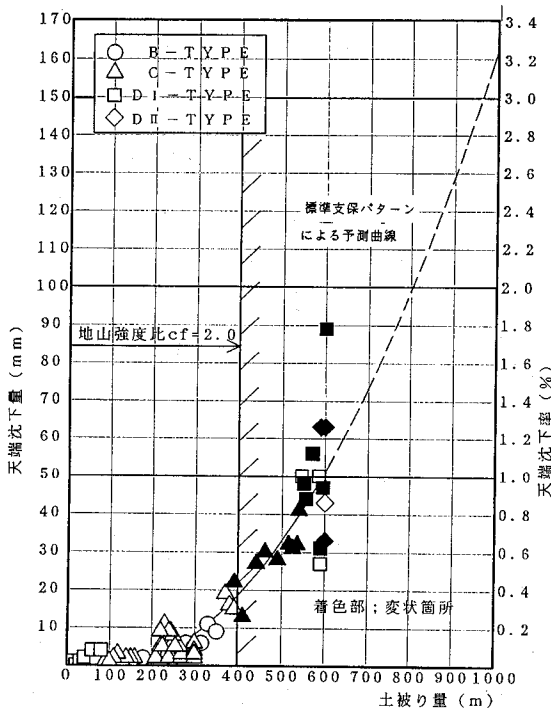


図-3 土被り量と天端沈下量との関係(土被り600m)

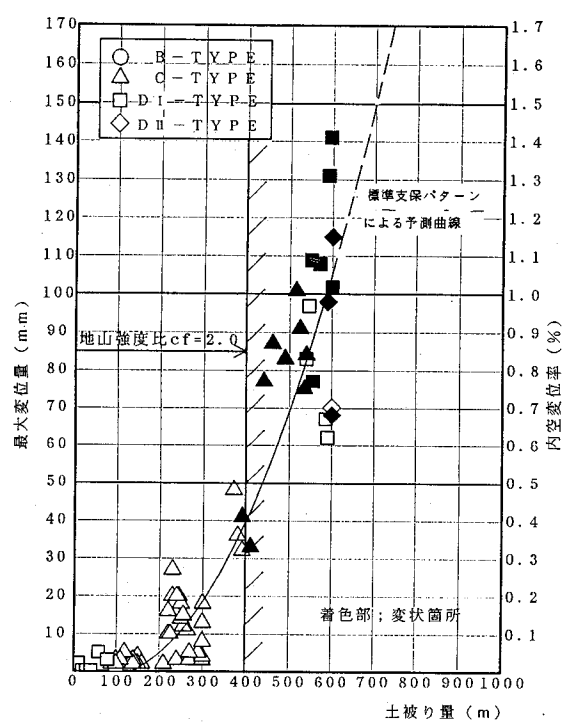


図-4 土被り量と最大変位量との関係(土被り600m)

(2) 特殊支保パターンの検討

特殊支保パターンの検討は、土被り600mまでの計測データをもとに逆解析的及びトライアルな弾塑性解析を行い、土被りごとの変位を予測し、必要支保圧を算定し、それに見合う支保パターンを設定した。なお、解析にあたってはトンネル断面を円形として取り扱った。

a) 理論解析式

トンネル壁面の変形と支保圧の関係は図-6(a)に示すように、トンネル周辺地山に作用する半径方向応力は掘削によって解放され、初期応力(Po)状態から弾塑性境界応力(Pc)へ、さらに最終的には応力ゼロに近づく。それに対して半径方向変位は増加し、最終的には収束状態になる。図

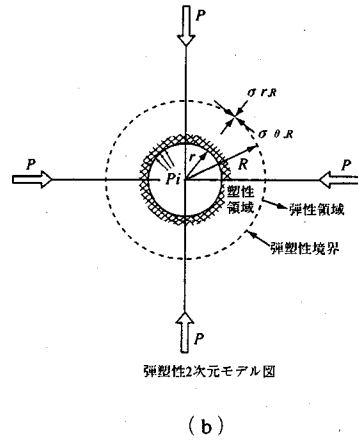
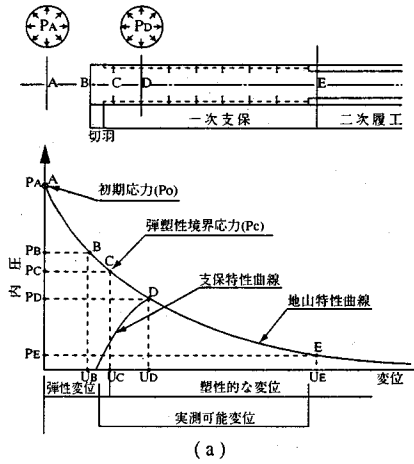


図-6 地山特性曲線と支保特性曲線の関係

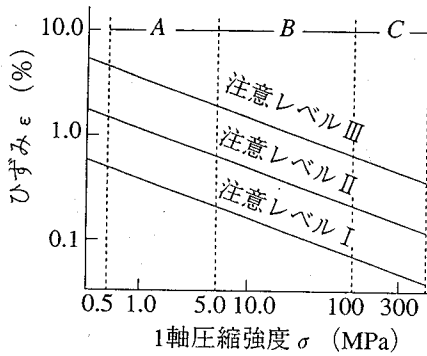


図-5 天端沈下の管理基準値 (トンネル半径 5.00 m)

中、切羽のはるか前方(点A)では内圧は初期応力(Po)状態にあり、切羽が進むにつれて前方変位が発生し始め、応力が解放されて弾性状態から塑性領域が発生する。実際のトンネル施工では、地山の挙動計測用の標点は切羽に近い点B~C間に初めて設置可能であり、それ以前の変形挙動は実測不可能である。切羽BがAに向かって進行するにつれて変位挙動は地山特性曲線上の点C, Dを通り点Eへと移りやがて収束に向かう。

一方、支保内圧は、支保に作用する反力と変位の関係を示す支保特性曲線(Uc近傍点~点D)と地山特性曲線との交点(点D)から求め、これに見合う支保反力を与えることにより地山の変位を安定化させることができる。トンネルが耐荷力を失わず、安定であるためには地山が完全な破壊を生じる前に支保工を設置する必要がある。この地山の破壊が始まる際の地山ひずみの許容限度は、地山の強度特性によっても異なるが一般には0.5~2.0%程度である。支保の方式によっても異なるが、変形を許す

と不安定性が増し、変位を許すことが必ずしも特策でない場合もあり、適当な支保圧と支保剛性を有する一次支保によってトンネルの安定を確保しなければならない。

地山特性曲線はトンネルの掘削によって生じるトンネル壁面の圧力と変位を初期地圧と地山の变形特性(弾性、完全弾塑性、ひずみ軟化など)から力学的に求めることができる。解析手法には仮定の仕方によって種々の方法が提案されているが本検討ではKastnerの式⁴⁾によった。この式は次式で示され、モール・クーロンの破壊条件を用いた完全弾塑性応力解である。

$$R = r \left[\frac{2(P_o(\zeta-1) + qu)}{(1+\zeta)(\zeta-1)P_i + qu} \right]^{1/(\zeta-1)} - r \quad (1)$$

$$\sigma_{r,R} = \{1/(\zeta+1)\} (2P - qu) \quad (2)$$

$$\sigma_{\theta,R} = \{1/(\zeta+1)\} (2\zeta P + qu) \quad (3)$$

$$\zeta = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$\Delta r = \frac{1}{2\mu} \left[P_o - \frac{2(P_o - qu)}{1 + \zeta} \right] \cdot \frac{R^2}{r} \quad (4)$$

$$\mu = E / 2(1 + \nu)$$

R: 弾塑性境界範囲 (cm)

$\sigma_{r,R}$: 境界における半径方向応力 (kgf/cm²)

$\sigma_{\theta,R}$: 境界における接線方向応力 (kgf/cm²)

Δr : 変形量 (cm)

r: トンネル半径 (cm), qu: 地山の1軸圧縮強度 (kgf/cm²), Po: 初期地圧 (kgf/cm²), Pi: 支保圧 (kgf/cm²), E: 弾性係数 (kgf/cm²), ν : ポアソン比, ϕ : 内部摩擦角 (°), C: 粘着力 (kgf/cm²)

表-2 地山試料試験結果

採取場所		本坑 No.179+00 (黒色片岩)				
試験片 No		1	2	3	平均	
単位体積重量 γ	(gf/cm ³)	2.720	2.675	2.642	2.679	
乾燥重量	(gf/cm ³)	2.704	2.662	2.613	2.660	
含水比	(%)	0.6	0.5	1.1	0.73	
超音波試験	P波速度 V_p	(km/sec)	3.05	4.03	3.67	3.58
	S波速度 V_s	(km/sec)	1.51	1.98	1.70	1.73
	動弾性係数 E_d	(kgf/cm ²)	1.69×10^5	2.87×10^5	2.12×10^5	2.23×10^5
	動ポアソン比 ν_d		0.338	0.341	0.363	0.347
強度試験	圧縮強度 σ_c	(kgf/cm ²)	217	299	142	219
	静弾性係数 E_s	(kgf/cm ²)	3.89×10^5	4.34×10^5	1.64×10^5	3.29×10^5
	静ポアソン比 ν_s		0.117	0.271	0.245	0.211

表-3 逆解析的に求めた岩盤物性値

パラメータ	物性値
岩盤の粘着力 C (kgf/cm ²)	20
岩盤の内部摩擦角 ϕ (°)	50
岩盤の弾性係数 E (kgf/cm ²)	3.0×10^4
岩盤のポアソン比 ν	0.3

ただし、空洞の半径 = 500 cm.

初期地圧 (P_0) = 78 ~ 234 kgf/cm²

支保特性曲線は Hoek & Brown の式^{5),6)}によって得られるが、ここでは支保力を同式を基本とした次式により推定した。

$$P_{sc} = 1/2 \cdot \sigma_{cc} \{1 - (r_i - t_c)^2 / r_i^2\} \quad (5)$$

P_{sc} : 吹付けコンクリートの支保耐力 (kgf/cm²)

σ_{cc} : " の一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

t_c : " の厚さ (cm)

r_i : トンネル半径 (cm)

$$P_{sb} = P_b / (S_c \cdot S_l) \quad (6)$$

P_{sb} : ロックボルトの支保耐力 (kgf/cm²)

P_b : " の引き抜き力 (kgf/cm²)

S_c : " の打設ピッチ (横断方向) (cm)

S_l : " " (縦断方向) (cm)

$$P_{ss} = (A_s \cdot \sigma_{ys}) / (S_s \cdot r_i) \quad (7)$$

P_{ss} : 鋼製支保工の支保耐力 (kgf/cm²)

A_s : " の断面積 (cm²)

σ_{ys} : " の降伏強度 (kgf/cm²)

S_s : " の設置間隔 (縦断方向) (cm)

b) 検討結果

①掘削に伴う変位及び地山の塑性領域の推定

式(1)を用い、表-2に示す岩石試験結果及び坑口より2,200 m間(土被り600 m付近)までにおける変位計測結果と整合する岩盤の物性値を逆解析的にトライアルに求めた結果は表-3に示すとおりである。この結果に基づいて弾塑性解析による土被り別の応力~変位曲線を求め、合わせてそれぞれの変位に対応したゆるみ領域の大きさを推定した結果は図-7のとおりである。

一方、土被りごとの変位、岩盤のゆるみ深さ等の解析結果と実際の土被り500 mまでの実測結果を表-4に示した。この内の、弾性変位は、実際には観測できないため、実測結果に相当するものと解析上の塑性的な変位が同じであると定義すると、予測値と実測結果はほぼ等しい値となっている。

②必要支保圧の推定

標準支保パターン別の支保圧を式(5)~(7)により推定すると表-5のとおりである。土被り500 m以下での支保パターンはB~D IIパターンであり、その支保圧 $P_i = 2.4 \sim 11.3$ kgf/cm² (0.24 ~ 1.11 MPa) が予測結果である。

各土被りごとの必要支保圧は、弾塑性解析と実際のトンネル掘削時の変位計測の結果との照合及びトンネルの変状に基づく許容変位(あるいは地山ひずみの許容限度)等から、図-7の地山特性曲線上の弾塑性境界応力の値より求めた。すなわち、表-6に示すとおり実測によると、土被り400 mの場合は支保圧が P_c の54%では健全であったが、500~600 mでは P_c の47~48%で変状を示している。これらの結果から支保圧は P_c の50%以上は必要であり、安全率を1.2として600 m以奥の必要支保圧を P_c の60%として推定した。それらの結果は表-7に示すとおりである。

表-5 標準支保パターンの推定支保圧

支保パターン	標準支保パターン					
	B	CI	CII	DI	DII	
覆工厚さ (cm)	30	30	30	30	30 (i=50)	
吹付けコンクリート (cm)	5	10	10	15	20	
金網	—	—	—	上半	上下半	
ロックボルト	ボルト長 (m)	l=3.0	l=3.0	l=3.0	l=4.0	l=4.0
	耐力 (tf)	12	12	18	18	18
	断面間隔 (m)	2.0	1.5	1.2	1.0	1.0
	断面本数 (本)	11上半	14	14	17	17
間隔 (m) × ピッチ (m)	2.0 × 1.5	1.5 × 1.5	1.2 × 1.5	1.0 × 1.2	1.0 × 1.2	
鋼製支保工	種類	—	—	H-125	H-125	H-150
	ピッチ (m)	—	—	1.2	1.0	1.0
	場所	—	—	上半	全断面	全断面
支保耐力	吹付けコンクリート (kgf/cm ²)	2.0	4.0	4.0	5.9	7.8
	ロックボルト (kgf/cm ²)	0.4	0.5	1.0	1.5	1.5
	鋼製支保工 (kgf/cm ²)	—	—	1.2	1.6	2.0
	合計 (Pst) (kgf/cm ²)	2.4	4.5	6.2	9.0	11.3

表-4 予測変位と実測変位 (土被り 300~600 m)

土被り (m)	初期地圧 (kgf/cm ²)	解析結果			実測変位 (mm)	通用支保圧 (kgf/cm ²)
		弾塑性境界応力 (kgf/cm ²)	必要内圧 (kgf/cm ²)	塑性的な変位 (mm)		
300	78	5.4	3.2	21.8	B : 9.3 CI : 8.0 CII : 15.5	B : 2.4 CI : 4.5 CII : 6.2
400	104	11.5	4.9	47.1	CI : 46.1	CI : 4.5
500	136	19.0	11.4	82.4	CII : 86.8 DI : 90.0	CII : 6.2 DI : 9.0
600	156	23.6	14.2	104.5	DI : 107.6 DII : 88.5 DIV : 94.5	DI : 9.0 DII : 11.3 DIV : 17.7

一方、土被り 600 m 以上の予測変位 (塑性的な変位) は表-8 に示すとおり 100 ~ 200 mm と大きく、これ以上の高土被りに対する特殊支保パターン採用の必要性が解析結果からも明らかになった。

③ 特殊支保パターンの支保耐力の算定

新たに設定する支保パターンごとの支保圧は式 (5) ~ (7) により求められる。土被りごとの必要支保圧に対応し、各支保部材を組合わせて新しい支保パターンを表-9 のとおりに設定した。ここで、新しい支保パターンを計画するに当たり、表-5 に示した支保耐力の構成の内、荷重負担率の高い吹付けコンクリート (DII の場合吹付けコンクリートが 69%、ロックボルトが 13%、鋼製支保工が 18%) に着目し、吹付けコンクリートの高強度化による支保耐力向上を目指した。ここで、高強度吹付けコンクリートを採用したのは、吹付けコンクリート厚さの増大を防ぐためである。すなわち、従来強度の吹付けコンクリートではその厚さが 50 cm 以上となり、

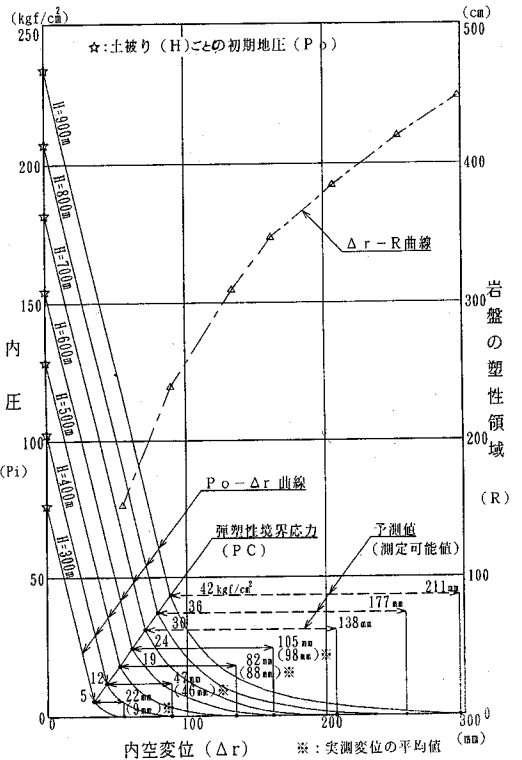


図-7 標準支保パターンによる地山被り別の変位予想曲線 (Pi~Δr 曲線)

施工技術的にも経済的にも不合理であると判断したためである。コンクリートの高度強化の方法としてシリカフェームを用いた。

吹付けコンクリートの仕様は表-10 のとおりとし、

表-6 Pst/PCと変状発生との関係

土被り (H)	初期地圧 (p _o)	断塑性境界応力 (p _c)	支保耐力の合計 (P _{st})	P _{st} /PC	変状の程度	(kgf/cm ²)
						支保パターン
400m	104	11.5	6.2	0.54	変状なし	CII
500m	136	19	9.0	0.47	“あり	DI
600m	156	23.6	11.3	0.48	“あり	DII

表-7 各土被りごとの必要支保圧

土被り (H)	初期地圧 (p _o)	断塑性境界応力 (p _c)	(kgf/cm ²)
			必要支保圧 (p _i)
700m	182	29.7	17.8
800m	208	38.8	21.5
900m	234	41.9	25.1

P_i = P_c × 0.6で推定

表-8 解析による予測変位

土被り (H)	初期地圧 (kgf/cm ²)	解 析 結 果		
		弾塑性境界応力 (kgf/cm ²)	必要内圧 (kgf/cm ²)	塑性的な変位 (mm)
700m	182	29.7	17.8	138.4
800m	208	35.8	21.5	177.4
900m	234	41.9	25.1	211.0

表-9 土被り別の支保パターン計画

土 被 り (m)	特 殊 支 保 パ タ ー ン				
	600~700		700~800		800~900
総 延 長 (m)	160		230		260
支 保 パ タ ー ン	DIV	DIV'	DV	DV'	DVI
覆 工 厚 さ (cm)	40	同左	40	同左	40
吹付けコンクリート ※ (cm)	(インバート) 50 30 (σ ₇ = 2.50 kgf/cm ²)	同左 35 同左	(インバート) 50 30 (σ ₇ = 2.90 kgf/cm ²)	同左 40 同左	(インバート) 50 35 (σ ₇ = 2.90 kgf/cm ²)
金 網	上半		上半		上半
ロックボルト	ボルト長 (m)	L=4.0 耐力18tf	同左	L=4.0 耐力18tf	同左
	間 隔 (延長方向×周方向) (m)	1.0×1.2 (17本)	同左	1.0×1.0 (21本)	同左
鋼製支保工	種 類	H-200	同左	H-200	同左
	ピッチ (m)	1.0	同左	1.0	同左
支保耐力	場 所	全断面	同左	全断面	同左
	吹付けコンクリート ※	14.6	17.2	17.5	20.7
	ロックボルト	1.5	同左	1.8	同左
	鋼製支保工	3.2	同左	3.2	同左
	合 計 (kgf/cm ²)	19.3	21.9	22.5	26.1
土被り別推定内圧 (kgf/cm ²)	17.8	同左	21.5	同左	25.1
		(土被り700m)		(土被り800m)	(土被り900m)

※DVI, DV'の数値は、一部地山の弱層部において増し吹付けを考慮した場合の支保耐力である。

それらを組み合わせた新しい支保パターンの支保耐力の推定値は表-9に示したとおりであり、いずれも必要支保圧を満足するようにした。

3. 実トンネルへの適用

(1) 高強度吹付けコンクリート現場試験施工

シリカフェームを用いた高強度吹付けコンクリートの現場への適用に当たり、高強度吹付けコンクリートの品質及び施工性を調査し、更に新しい支保パターンの変状抑止効果等についての比較を行うために約80mの実験施工区間(図-8)を設定した。

調査項目としては、実施工におけるコンクリート強度のばらつき、施工性及びはね返り量、粉塵量、トンネルの変状等の調査を行った。

a) 試験施工計画

①使用材料

a. セメント：普通ポルトランドセメント

比重=3.15

b. 細骨材：砕砂、比重=2.26, F.M=2.80

c. 粗骨材：砕石、比重=2.64, F.M=6.40, G max=15mm

d. 混和剤：シリカフェーム (E社製)

e. 混和剤：高性能AE減水剤 (N社製)

表-11 コンクリートの試験配合表

実験 ケース	スランブ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m ³)			高性能 AE減水剤 (C×%)
					C	W	SF	
1*	10±2	4±1	6.2	59.7	36.0	21.5	-	0.7
2								0.6
3								0.7
4	20±2	4±1	7.0	59.7	36.0	21.5	2.5	2.5
5								2.3
6								2.0

* ケースNO.1は従来配合 急結剤：いずれもセメントの6%使用

表-10 土被り別の吹付けコンクリートの仕様

土被り (m)	吹付けコンクリート仕様				摘 要
	厚さ (cm)	設計基準強度 (kgf/cm ²)	セメント量 (kg/m ³)	シリカフェーム量 (kg/m ³)	
600~700	30	$\sigma_7 \geq 250$	360	25	配合④
700~800	30	$\sigma_7 \geq 290$	400	25	配合⑤
800~900	35	$\sigma_7 \geq 290$	400	25	配合⑤

表-12 コンクリートの練り混ぜ試験結果

実験 ケース (No.)	スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (kgf/cm ²)			備 考
			σ_3	σ_7	σ_{28}	
1	9.0	3.0	165	257	422	シリカフェーム無混入
2	10.0	3.2	195	316	469	"
3	11.0	3.0	248	366	549	"
4	18.5	4.0	193	315	509	シリカフェーム混入
5	21.0	4.2	232	364	557	"
6	21.5	4.2	287	457	663	"

(コンクリート温度 18~19℃)

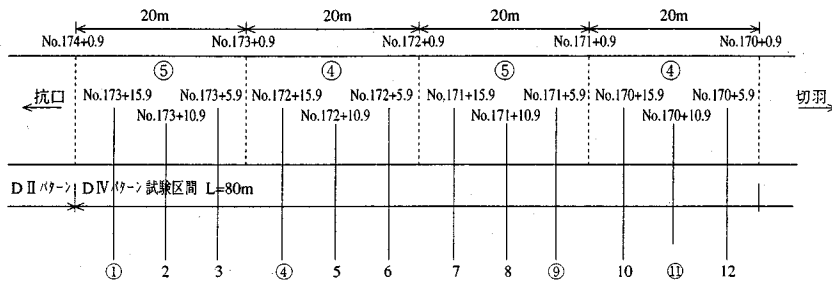


図-8 試験施工計画図

f. 急結剤：セメント系急結剤 (P社製)

②コンクリートの配合

シリカフェームを混入した高強度吹付けコンクリートの配合は、別途に実施した研究結果^{7),8)}及び現場で使用している従来配合をベースとして、現場のコンクリートプラントを用いた練り混ぜ試験及び実施工に先立って実施した試験吹付けにより、表-11に示す配合とした。

③使用機械

- a. 吹付け機械：空気圧送式吹付け機 (N社製)
- b. シリカフェーム投入装置：開発機 (タンク容量=450l)

④調査項目

- a. 施工時の性状調査：吹付け面への付着状況、吹付けノズルからの吐出状況、はね返り及び粉塵等の目視観察及び計測。
- b. コンクリートの品質調査：吹付け面からのコア

一供試体による圧縮強度試験。

c. 変状調査及び計測：内空変位測定及びコンクリート表面のひびわれ発生等の変状調査。

b) 現場試験施工経過及び品質等調査結果

①現場プラントでの練り混ぜ試験結果

表-11に示す配合の練り混ぜ試験結果を表-12に示す。

シリカフェームを混入したコンクリートは無混入のものに比べて材齢7日で40~90kgf/cm² (3.92~8.83MPa)、材齢28日で80~110kgf/cm² (7.85~10.79MPa)の強度増加が認められた。過去の研究結果では、吹付けコンクリートの強度は急結剤混入等の影響により管理用供試体の強度よりも約20%程度小さくなることを別途報告しており^{7),8)}、それらを考慮して試験吹付けを行い配合No.4,5が設計基準強度を満足していることを確認し、試験施工の配合とした。

表-13 試験施工におけるコンクリートの圧縮強度試験結果

配合	試験材齢	供試体の種類	実施工吹付けによる圧縮強度(kgf/cm ²)						標準偏差	変動係数(%)
			①	②	③	④	⑤	平均値		
No.4	7日	コア	251	263	253	308	253	265	24.2	9.1
		管理用	283	250	276	284	273	273	13.8	5.0
	28日	コア	343	352	381	364	337	355	17.6	4.9
		管理用	468	391	466	455	398	436	37.9	8.7
No.5	7日	コア	262	284	315	319	299	296	23.4	7.9
		管理用	317	342	380	383	335	351	29.0	8.3
	28日	コア	373	424	399	400	391	397	18.4	4.6
		管理用	516	517	584	532	499	529	32.6	6.2

参考：従来の配合（表-7. 配合No.1の強度試験結果）

コア供試体強度

$\sigma_{28} = 215\text{kgf/cm}^2$

管理用供試体強度

$\sigma_7 = 211\text{kgf/cm}^2$

$\sigma_{28} = 315\text{kgf/cm}^2$

表-14 試験施工における変位量計測結果

支保パターン	測点	コンクリート配合	最大変位速度(m/日)	変位量		切羽距離(m)	計測日数(日)	備考(土盛り)
				水平変位(mm)	天端沈下(mm)			
D II	Na178+00	従来配合	9.1	112	60	190	142	インバートあり(600m)
D II	Na177+05	"	14.0	94	58	170	121	インバートあり(590m)
D II	Na175+10	"	9.7	66	40	140	109	インバートあり(600m)
D II	Na174+15	"	6.9	64	31	176	150	インバートあり(600m)
D IV	Na173+15	⑤	3.1	46	30	153	118	インバートあり(600m)
D IV	Na172+15	④	13.3	80	42	133	106	インバートあり(600m)
D IV	Na171+05	⑤	17.0	144	40	103	93	インバートあり(590m)
D IV	Na170+10	④	7.7	60	27	136	111	インバートあり(600m)

②試験施工経過及び品質調査結果

試験施工区間における吹付けコンクリートの強度試験結果を表-13に示す。施工区間中の5カ所でのコア強度の平均値はNo.4の配合が材齢7日及び28日で各々265, 355kgf/cm²(25.99, 34.81MPa), No.5配合は同様に296, 397kgf/cm²(29.03, 38.93MPa)であり、両配合とも設計基準強度 $\sigma_7 = 250\text{kgf/cm}^2$ (24.5MPa)及び 290kgf/cm^2 (28.43MPa)を満足していた。また、管理用供試体の強度とコア供試体の差について見ると、材齢7日まではあまり差が見られないが、材齢28日ではその差が大きく、配合No.4の場合で19%、配合No.5の場合で25%の強度低下となっている。

一方、両配合の施工性に関しては、試験施工区間において約800m³の吹付け施工を行った結果、両配合とも、吹付け機からの吐出はスムーズであり、吹付け面への付着も良好であった。ただし、No.5配合の方がセメント量が多い分だけコンクリートに粘

性があり、間欠的に吐出される場合もあったが特に問題となる程では無く、両配合とも十分施工可能であることが確認できた。

はね返り量の測定結果は、配合No.4が14%、No.5が20%であり、従来の配合に比較して少ないことが確認された。配合No.4の方がNo.5よりもはね返りが少なくなっているが、これは前述のとおり前者の方が吐出がスムーズであり、均一に吹付けが行われたためと考えられる。また、目視による粉塵量は、従来の配合に比べると少なく、両配合間ではNo.4の方が少なく、はね返りと同様の傾向を示した。

c) 試験施工区間でのトンネルの変状及び計測結果

試験施工区間及び標準支保パターン区間での天端沈下量及び内空変位量の測定結果は表-14のとおりである。新しい支保パターン(DIV)のインバート完了時の水平変位量は40~80mm程度(ただし、測点Na.171+05は断層部のため変位が大きい)であり、標準支保パターン(DII)区間の60~110mmに

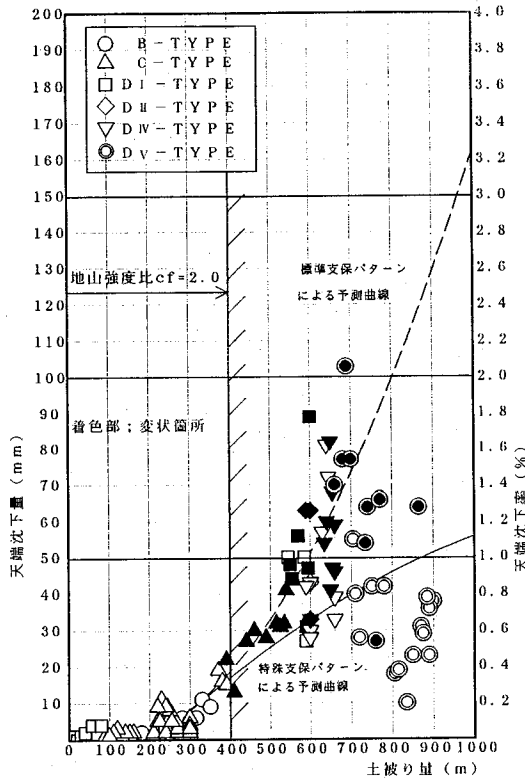


図-9 土被りと天端沈下量との関係

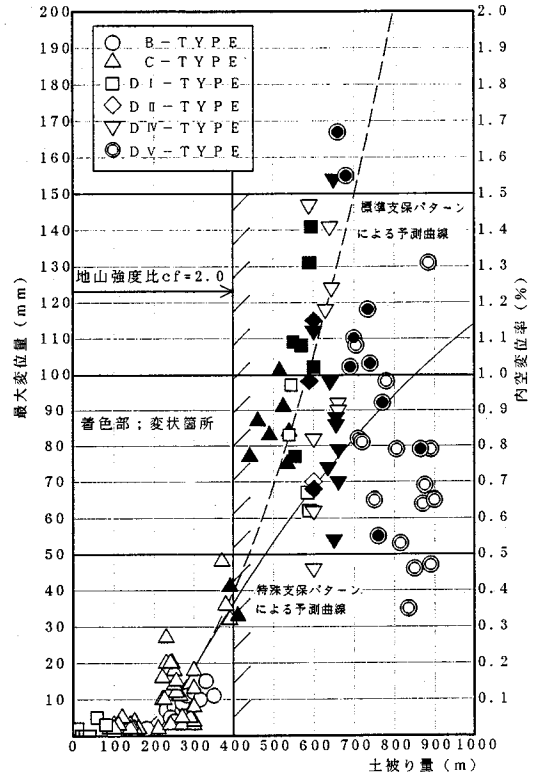


図-10 土被りと最大内空変位量との関係

比べて小さく、また、天端沈下量も同様の傾向を示している。なお、吹付けコンクリート単独の効果を調べるための計測（B計測）は行っていないが、支保の変状も顕著なものは発生しておらず、上記の計測結果から判断して新しい支保パターンが変状等を抑制するのに適していることが確認された。一方、吹付けコンクリートの強度差による変状抑制効果の明確な違いは現れていないが、これは地山に破碎層等が存在し同一条件とは考え難い状況であったためである。

(2) 特殊支保パターン区間の計測結果・施工実績及び評価

試験施工区間も含めて土被り 600 m 以上に関しては、表-9 に示した特殊支保パターンによる施工を行い、変状等の発生状況に合わせて土被り 670 m (No157+00) からDVパターンに変更した。その結果、最大土被り 900 m 地点を通過することができた。

ただし、その区間においても部分的な断層部等の特に地質の悪い部分においてはさらにDIV'、DV'の特別パターンによる対策を講じている(表-9)。

計測結果等に基づき特殊支保パターンを考察すると以下のとおりである。

表-15 実施工における予測変位と実測変位

土被り (m)	初期地圧 (kgf/cm ²)	解 析 結 果			実測変位 (mm)	適用支保圧 (kgf/cm ²)
		弾塑性 境界応力 (kgf/cm ²)	必要内圧 (kgf/cm ²)	塑性的な 変位 (mm)		
700	182	29.7	17.8	138.4	DIV : 108.7	DIV : 19.3
					DIV' : 78.5	DIV' : 21.9
					DV : 76.6	DV : 22.5
					DV' : 98.2	DV' : 26.1
800	208	35.8	21.5	177.4	DV : 86.8	DV : 22.5
					DV' : 95.6	DV' : 26.1
900	234	41.9	25.1	211.0	DV : 52.3	DV : 22.5

a) 計測実績

特殊支保パターン区間の計測結果は表-15 に示すとおりであり、天端沈下量及び最大内空変位量と土被りとの関係は図-9、10 のとおりである。特殊支保パターンの変状は天端沈下量が約 30 mm (天端沈下量 0.6%)、最大内空変位量が約 70 mm (内空変位率 0.7%) から発生している。これらの結果より天端沈下量及び最大内空変位量とも標準支保パターンにおける変位曲線に対し、特殊支保パターンにおける変位曲線の方が全体的に下回り、支保条件が改善され、変位抑制の効果が見られる。しかし、部分的に見ればDIV、DVパターンにおいても天端沈下量が 100 mm、最大内空変位量が 170 mm 近くには達し、大きな支保の変状を生じている箇所もある。

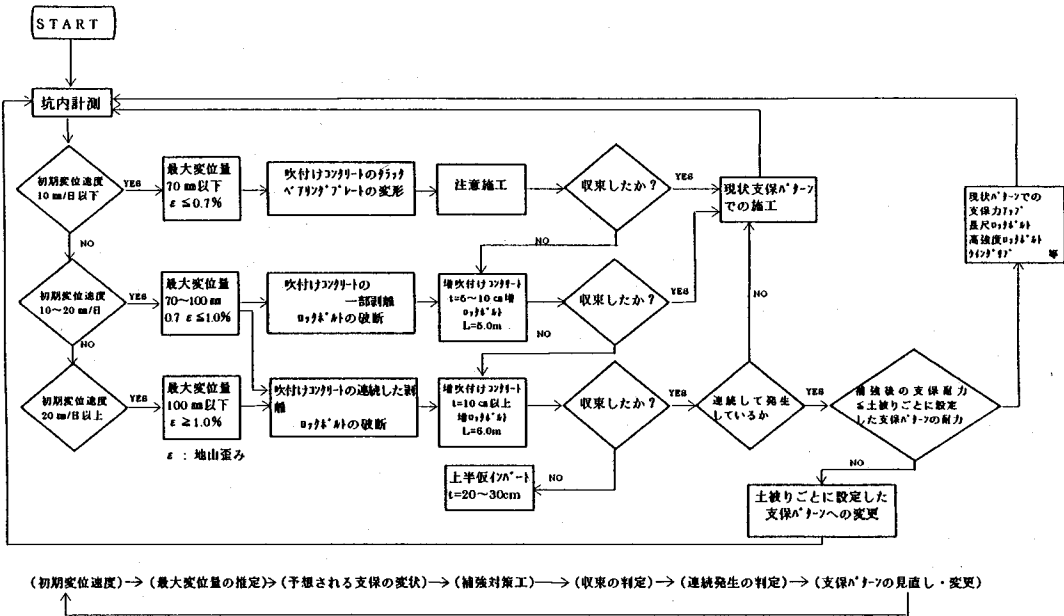


図-12 計測管理フロー図

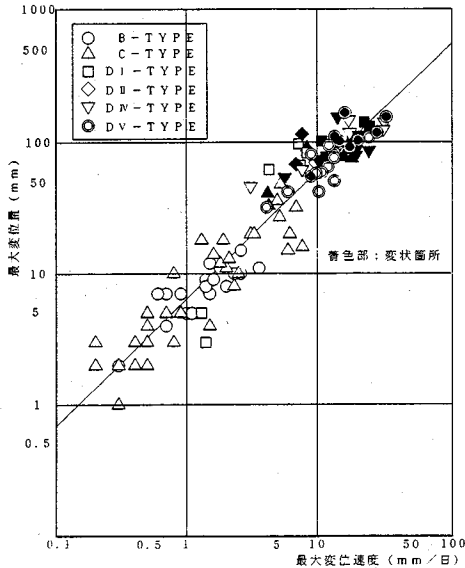


図-11 最大内空変位量と最大内空変位速度の関係

これは、当トンネルが複雑な地層構成から成るため、数値解析を行った岩盤（CH級）より悪質部の地層（CM、CL級）に遭遇したことによる外圧が増加し、支保力が不足したためと考えられる。それらの区間については主に、増し吹付けコンクリート（ $t=5 \sim 10 \text{ cm}$ ）で増強することにより地山の安定を図った。

b) 特殊支保パターンの評価

計測結果に基づく初期の変位速度（最大変位速度）と最大内空変位量との関係は図-11に示すと

表-16 最大変位速度と支保工の変状

最大変位量	最大変位速度 (初期変位)	支保工の変状	
		発生率	変状の程度
地山ひずみ			
70mm以下 $\epsilon \leq 0.7\%$	10mm/日以下	約5%	・吹付けコンクリートの軽微なクラック ・ベアリングプレートの変形程度の軽微な変状
70~100mm $0.7\% < \epsilon < 1.0\%$	10~20mm/日	約60%	・吹付けコンクリート一部剥離 ・ロックボルトの破断
100mm以上 $\epsilon \geq 1.0\%$	20mm/日以上	ほぼ100%	・吹付けコンクリートの連続した剥離 ・ロックボルトの破断 ・鋼製支保工の座屈

おりであり、それらを整理すると表-16のとおりである。この結果、最大変位速度と最大内空変位量とはほぼ直線関係にあり吹付けコンクリートがはく離したり、ロックボルトが破断するような大きな変状を生じるのは最大変位量がほぼ70mm以上であり、その時の最大変位速度は約10mm/日である。このことはトンネル掘削時の変状を管理するには初期の変位速度を管理するのが有効であることを示している。

これらの変位計測の評価結果より図-12に示す当トンネルの計測管理フローを作成し、このフローに従い施工を進めた。

その結果、土被りが900mにも達する高土被りのトンネル施工において、高強度吹付けコンクリートを主体とする特殊支保パターンを適用することにより特に大きな変状も無く工事を進めることができ、また、今回の特殊支保パターンが当トンネル施工に適切であったことが確認できた。

4. 結論

土被りが 900 m にも達するトンネル施工において、事前の解析に基づく支保パターンの設定により特に大きな変状も無く工事を進めることができ、以下の結論を得た。

(1) Kastner 及び Hoek & Brown の式を用いた逆解析的な弾塑性解析により土被り別の変位予測及び必要支保圧を算定し、それに見合った特殊支保パターンを設定することにより、高土被りトンネルにおいても変状を抑制できることが確認された。

(2) 一次支保に変状を生じさせないためには内空変位を 70 mm 以下程度に抑えることが基本であり、内空変位は新しい支保パターン DIV~DV' (支保圧 $P_i = 19.3 \sim 26.1 \text{ kgf/cm}^2$) ($1.89 \sim 2.56 \text{ MPa}$) の採用により大きく抑制され、ほぼ許容変位内であった。

また、変状を抑制するための地山ひずみの限界は、地山の強度特性によっても異なるがほぼ 0.7% 程度である。このことからトンネルの変位は無限に許されるのではなく、適正な支保耐力と支保剛性を有する一次支保によってトンネルの支保を確保しなければならない。これが満足されない場合は二次覆工に変状が発生することが多くの施工事例から明らかにされているとおりである。

(3) トンネルの掘削時の初期の変位と最大内空変位量とは高い相関関係がある。最大内空変位量を抑制するには初期の変位を管理する必要があり、初期の変位量に応じた管理手法を提案できた。

(4) コンクリートの設計基準強度を早期材齢 ($\sigma_7 = 250 \sim 290 \text{ kgf/cm}^2$) とした、高強度吹付けコンクリートを用いることにより、土被りの大きいトンネルにおける施工の合理化が可能となった。高強度吹付けコンクリートを得るのにシリカフェームの適

用は有効である。また、シリカフェームを混入した吹付けコンクリートの施工時の粉じん及びはね返り量ともプレーンに比べて少ない。

参考文献

- 1) F. Kimura, N. Okabayasi and T. Kawamoto.: Tunneling through Squeezing Rock in Two Large Fault Zones of the Enasan Tunnel II, *Rock Mechanics and Rock Engineer*, Vol. 20, pp. 151~166, 1987.
- 2) 小倉誠, 木村祐俊: 超膨圧トンネル掘削完了・鍋立山トンネル, *トンネルと地下*, 第 26 巻, 7 号, pp. 7~12, 1995. 7.
- 3) 桜井春輔: N A T M における現場計測と管理基準値, *土と基礎*, Vol. 34, No. 2, pp. 5~10, 1986.
- 4) Kastner, H.: *Statik des Tunnel- und Stollenbaues*, Springer-Verlag, 1971 (金原弘訳「トンネルの力学」森北出版, pp. 38~49, 1994) .
- 5) Hoek, E. and Brown, E. T.: *Underground Excavation in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 253~256, 1980.
- 6) 稲葉英憲, 森田隆三郎, 中塚静夫: 山岳トンネルの新技術(35), *トンネルと地下*, Vol. 21. NO. 3, pp. 64~71, 1990.
- 7) 田沢雄二郎, 本橋賢一, 横関康祐, 岡田浩司: シリカフェームを混和した吹付けコンクリートの現場施工実験, シリカフェームを用いたコンクリートに関するシンポジウム論文報告集, pp. 139 ~144, 1993. 11.
- 8) 田沢雄二郎, 本橋賢一, 横関康祐, 岡田浩司: 高強度・高靱性吹付けコンクリートの現場施工実験, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol. 17, No. 1, pp. 1, 273~1, 278, 1995. 6.

(1995. 9. 25 受付)

A STUDY ON APPLICATION OF HIGH-STRENGTH SHOTCRETE FOR A HIGH OVERBURDEN TUNNEL

Nobuyuki OKABAYASI, Yujiro TAZAWA, Hisatosi MATUKAWA and Tooru KONDA

In the construction of a tunnel in which the depth of overburden reaches as much as 900m, noticeable support deformation began to occur after the depth of overburden exceeds 400m. Because even greater deformation was predicted if the standard support pattern were to be used, special support patterns which include the use of high-strength shotcrete were introduced. In the introduction of these support, $P_i \sim \Delta r$ curves were sought through back analysis and elasto-plastic analysis using measured data, displacement and support pressure were computed for various depth of overburden, and the corresponding support were determined.