

III-385 山岳トンネルの観測施工における最終変位量の推定

京都大学工学部 正 員 谷本 親伯

京都大学工学部 山崎 洋司

京都大学工学部 東 秀任

1. 序 計測を伴う山岳トンネルの施工が盛んになってきたが、計測結果を即刻に利用している事例は少ない。支保工の適性度や地山の安定性を評価する上で施工に対する許容変形量の決定はきわめて重要であるにも拘らず、過去の事例の報告の中にはこれに関して具体的に言及した例はほとんど見られない。そこで、現在施工中のトンネルに対し、初期変形速度からの最終変位量の推定と支保工の適性に関し考察を試みた。

2. コンバージェンスの解釈 地山を弾性体と仮定すれば、コンバージェンスは、切羽の進行がトンネル径 D の2倍の範囲を越えると一定値に収束するはずであるが、3～5 D の範囲で収束する例が多く認められる。これに対し、地山の時間依存性に起因すると考える傾向があるが、筆者らは、塑性域（もしくは非弾性領域）の進展で説明したい（谷本他、1986）。今回考察の対象としたトンネルは、粘板岩・チャート・砂岩を主体とする地山に掘削されているが、著しい変成作用を受け、現場毎に破碎程度が大きく変化し、湧水も多数見受けられる複雑な地質条件にある。大体3～6 D （ $D \cong 10\text{m}$ ）の範囲でコンバージェンスが収束しているの、いわゆるゆるみ領域（塑性域）は5～15 m と広範囲にわたるものと考えられる。表-1は、施工に採用された地山分類と支保工を示したもので、夫々の地山分類に対するコンバージェンスの範囲を示したものが図-1である。この地山分類と実際に採用された支保工規模とを対比すると、 B_I 、 C_I についてはほとんど問題は認められないが、 D_I については、かなり広範囲にばらつき、 C_{II} についてはさらにばらつき、 D_I よりも最終変位量が多いという結果になっている。 D_I に対する支保工は、吹付け厚15 cm 、 $H150$ を1 m 間隔、ロックボルトを1本/ m^2 であるが、これら支保部材の設置時期のずれがばらつきを生み、同じ支保工であっても早期に拘束圧（ p_i ）を与えるように努めた場合、変位はかなり減少することが判る。また、対象地山は、拘束圧の付加が適性であれば、初期変形速度（切羽面に接近して初期値を設定し、1日の掘削（大体0.3～0.4 D ）で得た変形量から算定したものを採用する。）がかなり速くとも、トンネル周辺の地山のアーチが円滑に形成されている。次に、 C_{II} は、施工区間で一番頻繁に採用されたものであるが、対応する地山条件がいまいで、 D_I と判定すべき箇所に対し C_{II} を採用した結果を反映したものとも考えられる。いわば、支保パターンの選定に問題が残され、切羽状況の観察が不十分だったと言えよう。また、湧水状態の定量的表現法に課題が残されている。

3. 支保による拘束圧の評価 個々の支保部材が発揮する拘束圧（ p_i ）を評価すれば、理想的な状態に比べ、現実的な量は10%～30%と考えられる。ま

表-1 地山状況と地山分類

	切羽自立の程度	破碎の程度	湧水
B_I	切羽の自立には何ら問題はない	ほとんど破碎されていない	なし
C_I	切羽は自立	粘土をあまりはさんでいない	にじみ程度
C_{II}	切羽がほぼ自立	粘土をはさむ	C_I よりも多い
D_I	切羽が自立せず	かなり破碎され粘土がおおい	

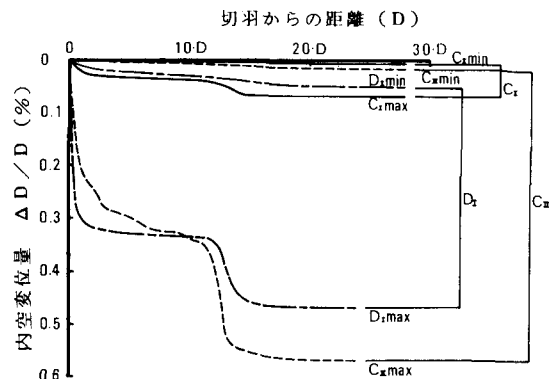


図-1 地山分類とコンバージェンス

た、 p_i のわずかの差が変形量に大きく影響する。参考に、 $B_I \sim D_I$ に対する p_i を算定すると、表-2 になる。施工はかなり一定状態とみなしてよい。吹付けコンクリートと一体化したH型鋼は、かなり効果的と思われるが、インパートの閉合がない場合は効果が半減する。破碎の著しい地山すなわちゆるみ域が広範囲に広がった状態に対しては、ロックボルトはあまり効果的ではない。ベアリングプレート寸法やボルト周辺のボンドと地山との滑りを改良するべきで、現状では、吹付けコンクリートの強化を計る方が拘束効果は高まると考えられる。

4. 初期変形速度と最終変位量 施工がほぼ一定値とみなせる区間について、初期変形速度 (mm/day) と最終変位量 ($\Delta D/D(\%)$) を対比すると、図-2 のようになる。やはり、 C_{II} に対するプロットが大きな広がりを持つ。

これらの結果から、 C_{II} の評価には問題は残されるものの、初期変形速度から最終変形量を推定することは可能で、谷本らが折爪トンネルに関し得た結果とほぼ同様であることが確認された。初期応力状態（被り高さ）、地山強度、湧水状態により変化するが、概ね最終変位量はトンネル径の1%以下であることが望ましい。この限度を越えるかどうかの予測は初期変形速度（せいぜい1～2日の計測期間）の観察から判明し、越えると判断されると、2Dの範囲内で支保規模の増大を計るよう処置すればよい。

5. 結論 同じグループの坑夫が、ほぼ一定の条件で施工する限り、表-3の如き地山分類に従って施工管理目標を定めることを提唱する。

文献 谷本他(1986): トンネル岩盤分類と許容変形量との関係、第18回岩盤力学シンポジウム土木学会

表-2 . 支保部材の内圧換算

Rank	support element		p_i (MPa)
B_I	SC	$t=5\text{ cm}$	0.05
	SR	—	0.0
	RB	0.5 bolts/ m^2	0.05
	total		0.1
C_I	SC	$t=10\text{ cm}$	0.1
	SR	—	0.0
	RB	0.5 bolts/ m^2	0.05
	total		0.15
C_{II}	SC	$t=10\text{ cm}$	0.1
	SR	H-125,1.2m c-c	0.25
	RB	0.5 bolts/ m^2	0.05
	total		0.4
D_I	SC	$t=15\text{ cm}$	0.15
	SR	H-150,1.0m c-c	0.35
	RB	1.0 bolts/ m^2	0.09
	total		0.59

Note: SC: shotcrete
SR: steel rib
RB: rockbolt ($\phi\ 25$)

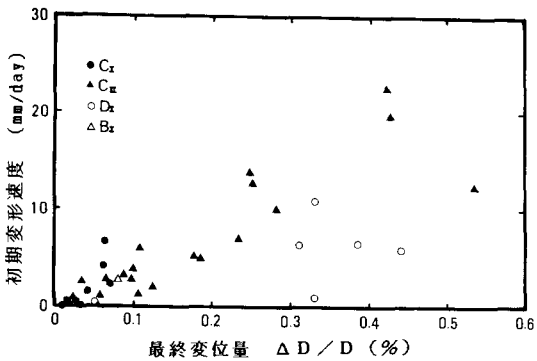


図-2 . 初期変形速度と最終変位量

表-3 . 初期変形速度に基づく地山評価基準

Class	Support Load	Initial Deformation Rate (mm/day)	Observed Deformation $\Delta D/D$ (%)	Estimated Support Pressure p_i (MPa)	cf. Terzaghi's Rock Class & Load γH (MPa)
I	Slight	less than 3	less than 0.05	less than 0.1	1 - 3 ; 0 - 0.1
II	Medium	3 - 7	0.05 - 0.1	0.1 - 0.3	4 - 5 ; 0.1 - 0.3
III	Heavy	7 - 12	0.3 - 1	0.3 - 0.6	6 - 7 ; 0.3 - 0.7
IV	Very Heavy	12 - 20	1 - 2	0.6 - 1	8 - 9 ; 0.7 - 1.0
V	Extremely Heavy	over 20	over 2	Over 1	10 ; 1.0 - 2.2