

北陸新幹線里見トンネルにおける 膨張性地山のミニベンチ工法

Mini-bench method in Swelling Rock at the Hokuriku Shin-kansen Satomi Tunnel.

河田孝志*・梅澤 一**・服部一夫***・一橋 学****・白木博昭*****

Takashi KAWATA, Hajime UMEZAWA, Kazuo HATTORI, Manabu ICHIHASHI and Hiroaki SIRAKI

Satomi Tunnel is one of the long tunnels with the 2,484m length for the Hokuriku Shin-kansen project under construction by Japan Railway Construction Public Corporation. The convergence shrank by 400mm because of weak tuff and mud stone with fracture zone at the 120m-length tunnel support which is 140m below the ground level. Under these geological conditions, the tunnel was safely constructed by choosing the mini-bench method using the combination of multi-functional gantry-jumbo and the roadheader for the full-face excavation, choosing adequate support systems based on geological conditions and monitoring results, and selecting secondary support systems.

Keyword: mini-bench method, swelling rock, gantry-jumbo, roadheader for the full face excavation.

1. はじめに

里見トンネルは、日本鉄道建設公団が建設を進めている北陸新幹線の長大トンネルの1つで、全長2,484mである。¹⁾

本トンネルでは、土被りが140mを超える延長120m区間において強度の低い凝灰岩、泥岩と断層の出現により、400mmを超える内空変位と切羽の崩落が生じた。このような地質状況下において、全断面対応型自由断面掘削機とガントリージャンボの組合せで、地質状況ならびに計測結果に基づき適切な支保パターン、補助工法を採用することにより、ミニベンチ工法による施工を行った。(写真-1)

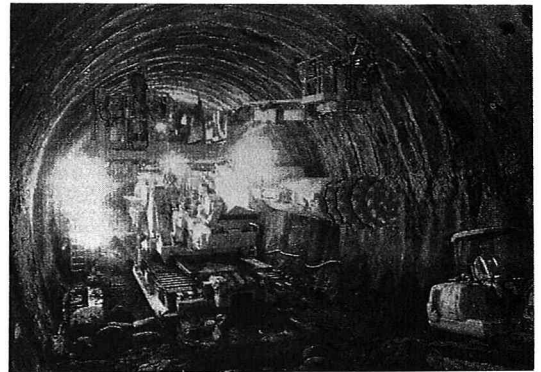


写真-1 自由断面掘削機とガントリージャンボ

- * 正会員 清水・日本国土・井上共同企業体 里見トンネル作業所工事課長
- ** 正会員 清水・日本国土・井上共同企業体 里見トンネル作業所長
- *** 正会員 清水・加賀田共同企業体 御牧原トンネル作業所長
- **** 正会員 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局 工事第一課長
- ***** 正会員 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局 安中鉄道建設所長

2. 地質概要

本トンネルは、烏川右岸から秋間丘陵の北東端部まで、標高300m～400mの秋間丘陵を最大土被り165mで貫く。土被りが140mを超える120m区間は、図-1に示す様に断層を挟む強度の低い凝灰岩と泥岩の出現により、400mmを超える内空変位を生じた為、補強対策工を実施すると共に、適宜支保パターンを変更し、変形抑止を行った。

泥質凝灰岩は鏡肌の発達した節理がみられ、岩塊状に剥離、崩落を起こし易い。優白色軽石質凝灰岩は軟質で、レンズ状～薄層状に分布している。凝灰岩は砂あるいはシルトを主体とし、泥岩との層境付近に断層粘土の薄層が介在し(写真-2)、切羽を数時間放置しておく、切羽面の応力解放に伴い潜在的なクラックに沿って切羽の崩落がみられた。(写真-3)

表-1に地山試料試験結果を示す。凝灰岩、泥岩ともに一軸圧縮強度が13～45kgf/cm²と低く、地山強度比は0.5～1.5を示す。さらに、浸水崩壊度(D; 泥状化する)、塩基交換容量(CEC=64~35)の試験結果も膨張性を呈する指標を上回る値を示す。なお、湧水は節理より適水程度生じている。

表-1 地山試料試験結果

項目	15K500M	15K556M
地質	秋間層 凝灰岩	秋間層 凝灰岩
土被り h(m)	163.0	160.5
単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.81	1.75
比重(Gs)	2.87	2.73
吸水率(%)	44.7	59.5
一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	45.7	31.2
変形係数 B (kgf/cm ²)	8.030	8.000
粘着力 C (kgf/cm ²)	17.6	12.1
内部摩擦角 ϕ (°)	25.0	15.1
地山強度比 $\alpha = q_u / \gamma h$	1.5	1.1
塩基交換容量 CEC (meq/100g)	—	64
浸水崩壊度	—	D



写真-2 断層を挟む強度の低い凝灰岩と泥岩



写真-3 切羽の崩落状況

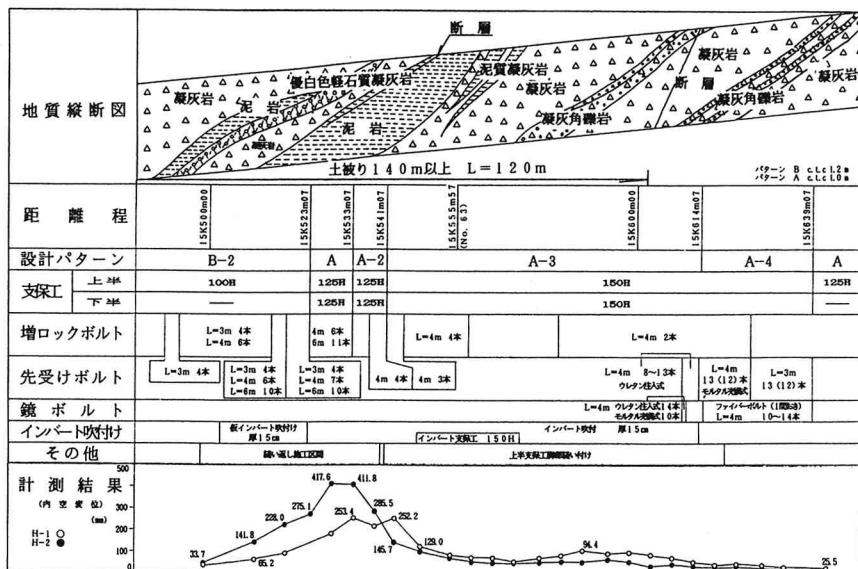


図-1 地質縦断と施工実績

3. 膨張性地山によるミニベンチの施工

変形抑止と切羽の安定を目的として表-2に示す検討内容に基づき支保剛性を高めると共に切羽安定化対策を適宜実施した。

このような地質条件に遭遇した類似トンネルにおいては、ミニベンチの施工をショートベンチに変更して施工を進めているのが一般的である。里見トンネルで採用した全断面对応型自由断面掘削機とガントリージャンボの組合せは表-3に示す改良で、ベンチ長6mを確保する事により、切羽安定に効果の高いリングカット工法で、機械掘削によるミニベンチ工法を可能にした。(写真-4、5)そのため、下半切羽においてインバートストラッドならびに吹付けコンクリートを施工することにより、地山の变形抑止に最も効果のある早期閉合を可能にした。

自由断面掘削機とガントリージャンボの組合せの効果は次の様にまとめられる。

- ①ベンチ長6mのリングカット工法によるミニベンチ工法を可能にした。
- ②掘削、吹付けの同時作業、上半・下半の分割施工ならびに、段取り替えの時間が短時間のため、早期支保を可能にした。
- ③切羽が明るく、切羽近傍の安全な位置で切羽の、観察が行えるため切羽崩落に対する監視体制の強化がはかれた。



写真-4 自由断面掘削機による掘削状況

表-2 支保剛性の検討結果

支保部材	検討内容	支保パターン
ロックボルト	断層付近に付いては、増しボルト(L=4m)を配置する。 鋼製支保工の変形を防止するために鋼製支保工脚部をボルト(L=4m)で縫い付ける。	L=3m×8本 L=4m×12本 
吹付けコンクリート	吹付けコンクリートの厚さを増す。 金網を全周に配置しせん断抵抗力を増加させる。	t=15cm φ5mm×150×150全周
鋼製支保工	鋼製支保工のサイズをアップし支保剛性を増す。下半、インバートにも鋼製支保工を配置する。	H=150 上半、下半、インバート
インバート吹付け	リング閉合を早期に行うために吹付けコンクリートでインバートを閉合する。 インバート閉合に付いては作業の安全が確保できる位置でできるだけ早期に行う。	t=15cm
変形余裕量	現状の変形量(200mm)を考慮し、変形余裕量を決定する。	200mm
鏡吹付け	上半吹付け時に鏡吹付けを行う。	t=5cm
鏡ボルト	鏡ボルトは長期に切羽を放置する際に行う。	L=4m(ファイバーボルト)
ウレタン注入	節理、断層が発達し、肌落ち・崩落が頻繁に起こる地山に施工する。	L=3~4m (NTボルト、NTFボルト)

表-3 施工機械の改良

項目	目的と内容	改造内容
ベンチ長 	上半のベンチ長を6mとする。 ベンチ長を6mが確保できれば上半切羽の崩落に対して、下半盤にまで崩落した岩塊が落下しないと考えられる。 下半の掘削開放応力が上半切羽に影響を与えないため、切羽の安定度が高まると考えられる。	ブームヘッダーのギャザリングを撤去し、補強材を付ける。
インバートの施工位置	下半施工場所 下半施工時にインバートの施工を行い、下半とインバートの一体化をはかる。	吹付けロボットを下向きまで吹付け可能なように改良する。



写真-5 ガントリージャンボによる支保工建込

4. 計測結果及び考察

4. 1 変形特性

図-2に内空変位の経時変化図を、表-4に初期変位速度と最終変位量の一覧表を示す。内空変位の増大に伴い適宜、補強対策工ならびに支保剛性の強化を実施したが、計測断面No. 57 の下半水平測線で最大変位量417.6mm を記録した。この断面の初期変位速度は41.8mm/mで、天端沈下量は20mmである。

内空変位が50mmを超える付近で、吹付けコンクリートにクラックが発生し、100 mmを超えるとロックボルトのプレートの変形が生じている。No. 54 ～No. 60 の断面では200mm を超える大変形が生じており吹付けコンクリートのクラックに進行に伴い剥離、崩落が生じている。剥離、崩落が生じている吹付けコンクリートのクラックは凝灰岩と泥岩に介在する断層に沿って発生している。

No. 61 以降は、表-2に示した検討結果に基づき下半切羽で早期閉合を行うと伴に支保剛性を高めた区間であり、100mm 以内の内空変位で収束している。

200mm を超える大変形を生じた区間に付いては、L=40m 間に渡って縫返しを余儀なくされた。この区間における大変形の原因は以下の様に考えられる。

- ①強度の低い凝灰岩と泥岩に介在する断層の存在。
- ②土被りが140mを超える強大な初期地圧の存在。
- ③支保剛性が低く、初期変位を抑止できなかった。
- ④支保部材の破壊に伴う支保剛性の低下。

表-4 初期変位速度と最終変位量

計測断面	土被り (m)	地山 強度比	支保 工	測線	変位速度 U _i /L (mm/m)	最終変位量 Ur (mm)	Ur U _i /L
No.5 3	147.0	0.9 1.6	B 2	H-1	10.0	33.6	3.64
				H-2	6.4	34.6	5.41
No.5 4	152.5			H-1	6.3	65.2	10.35
				H-2	14.8	141.8	9.58
No.5 5	154.0			H-1	1.4	98.3	70.20
				H-2	23.8	228.0	9.58
No.5 6	155.0			H-1	—	—	—
				H-2	31.7	275.1	8.68
No.5 7	156.0		H-1	13.3	185.0	13.91	
			H-2	41.8	417.6	9.99	
No.5 8	157.0		H-1	11.3	253.4	22.42	
			H-2	39.4	411.8	10.45	
No.5 9	158.0	A 2	H-1	17.3	214.3	12.39	
			H-2	40.5	285.5	7.05	
No.6 0	158.5		H-1	35.5	252.1	7.10	
			H-2	7.0	145.6	20.80	
No.6 1	159.0		H-1	26.1	128.9	4.94	
			H-2	22.5	107.8	4.79	
No.6 2	159.5		H-1	12.4(2回)	83.2	6.71	
			H-2	18.0	70.5	3.92	
No.6 3	160.5		A 2	H-1	14.2	78.6	5.54
				H-2	13.9	59.5	4.28
No.6 4	161.0			H-1	18.6	73.4	3.95
				H-2	19.5	50.9	2.61

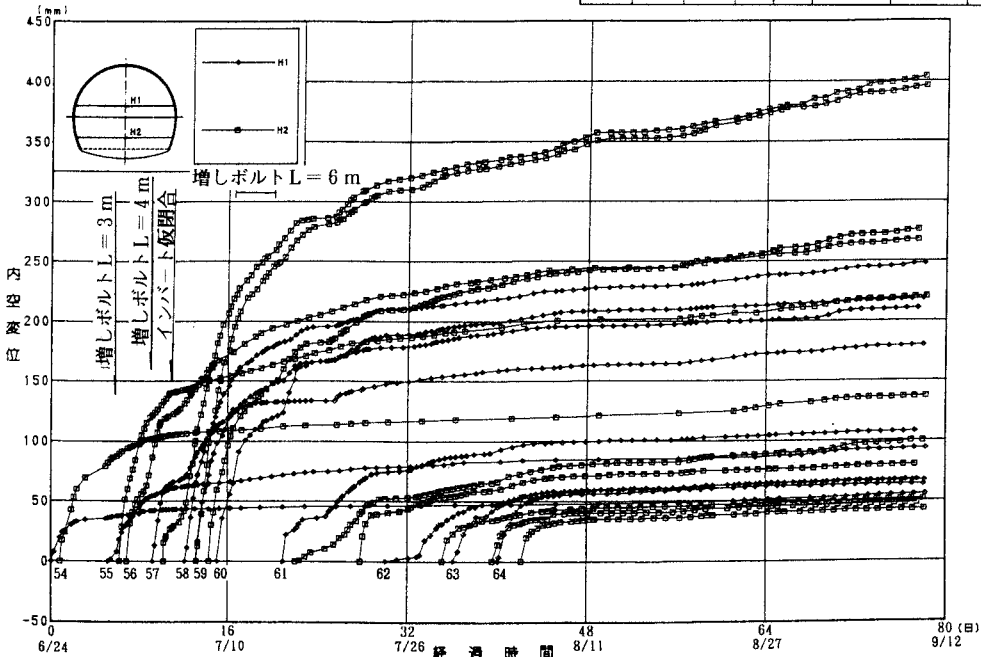


図-2 内空変位の経時変化

4. 2 支保特性

支保部材応力の計測結果を表-5に示す。

また、図-3に吹付けコンクリート応力、図-4に鋼製支保工軸力の経時変化を、図-5にロックボルト軸力のトンネル円周上深度別変化図を示す。

吹付けコンクリート応力は、切羽の早期閉合を行い、変形を抑止しているため、応力は80~120kgf/cm²と非常に大きな値になっている。また、中央排水工の施工に伴うインバート吹付けコンクリートの一部はつりと掘削により、応力は一時解放され減少するがインバートコンクリート打設後、再閉合され応力が増加している。

最大値はT5（上半右脚部）で発生しており、119.5 kgf/cm²である。最終値は警戒値あるいは限界値を越える測点がほとんどで、吹付けコンクリートは最大限にその効果を発揮している。

鋼製支保工軸力も切羽の早期閉合を行い、変形を抑止しているため、軸力は100~700 ton と非常に大きな値になっている。また、中央排水工の施工に伴うインバートストラッドの切断により、応力は一時解放され減少する（特にインバート部）がインバートコンクリート打設後、再閉合され応力が増加している。

最大値はS5で発生しており、640.0 ton である。最終値は限界値(85 ton)を超える測点がほとんどで、鋼製支保工軸力も最大限にその効果を発揮している。

ロックボルト軸力は下半・インバート掘削、中央排水工の施工に伴う応力解放時に軸力が増加する。このことは、応力解放前に鋼製支保工と吹付けコンクリートで支持されていた応力が減少しトンネルが変形しようとするため、ロックボルトに軸力が加わるためであると考えられる。

最大値はR4の深度1.5mで生じており16.4t である。

軸力の深度別分布から緩み領域は天端付

表-5 計測結果一覧表(計測断面No. 63)

項	目	単位	切羽位置 (L 5.5m)	切羽位置 (L 20.5m)	最終値
内 容 要 素	H 1 (上半水平測線)	mm	41.7	58.4	78.6
	D 1 (上半左斜測線)	mm	5.3	6.3	13.3
	D 2 (上半右斜測線)	mm	9.4	17.9	33.3
	F 1 (天端比下)	mm	15.0	20.0	26.0
	H 2 (下半水平測線)	mm	—	40.0	59.5
	T 1 吹付厚 40cm	kgf/cm ²	19.8	49.6	91.5
	T 2 吹付厚 20cm	kgf/cm ²	10.7	62.3	114.6
	T 3 吹付厚 23cm	kgf/cm ²	20.2	56.4	74.5
吹 付 コ ン ク リ ー ト 応 力	T 4 吹付厚 16cm	kgf/cm ²	-4.4	7.4	38.5
	T 5 吹付厚 16cm	kgf/cm ²	-5.6	29.3	119.5
	T 6 吹付厚 50cm	kgf/cm ²	—	47.2	73.9
	T 7 吹付厚 20cm	kgf/cm ²	—	64.2	91.8
	T 8 吹付厚 20cm	kgf/cm ²	—	78.1	67.1
	S 1 軸 力	ton	126.8	211.5	398.0
	S 2 軸 力	ton	59.9	143.0	277.6
	S 3 軸 力	ton	66.1	171.9	375.0
鋼 製 支 保 工 軸 力	S 4 軸 力	ton	6.4	139.5	294.7
	S 5 軸 力	ton	8.9	221.3	640.0
	S 6 軸 力	ton	—	59.8	120.9
	S 7 軸 力	ton	—	69.3	128.0
	S 8 軸 力	ton	—	62.1	43.5
	S 9 軸 力	ton	—	77.1	51.2
	R 1 深度 1.5m	ton	1.9	1.1	0.1
	R 2 深度 1.5m	ton	10.0	12.0	11.6
ロ ッ ク ボ ル ト 軸 力	R 3 深度 1.5m	ton	6.7	4.2	2.8
	R 4 深度 1.5m	ton	14.9	15.6	16.4
	R 5 深度 1.5m	ton	13.1	15.0	15.0
	R 6 深度 1.5m	ton	—	4.0	14.0
	R 7 深度 1.5m	ton	—	4.1	5.6

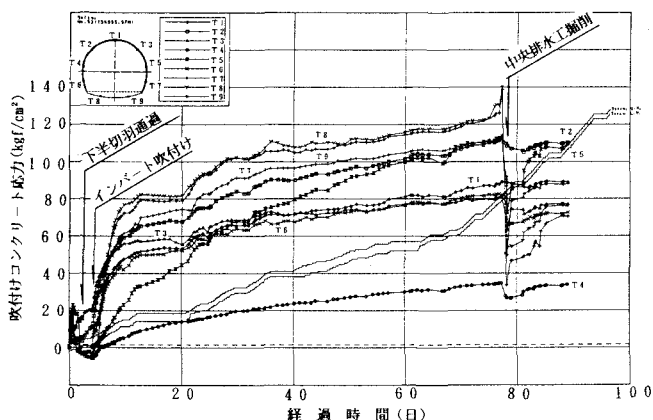


図-3 吹付けコンクリート応力の経時変化

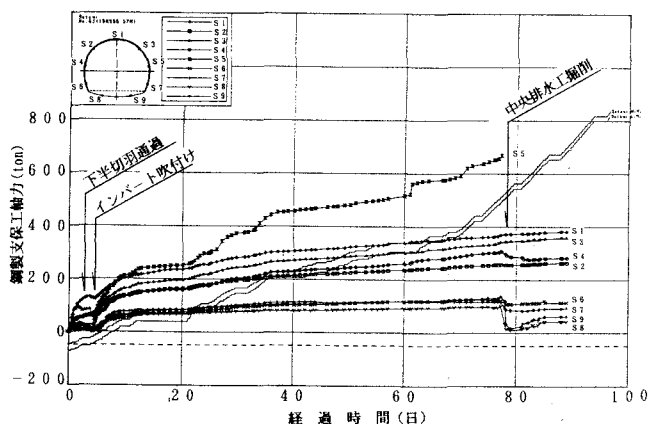


図-4 鋼製支保工軸力の経時変化

近で約1m、肩部で1.5m、脚部で2m、側壁部で約2mと推測される。

以上の様に、当該地山における各支保は最大限にその効果を発揮している。

4. 3 補強対策工の効果

表-6に既施工区間の補強対策の効果を示す。

補強効果を表す指標として、補強直前の変位速度（掘削1m当たりの内空変位量：mm/m）と補強直後の変位速度を用いる。

すべて補強対策工の効果がみられる。ただし、No.54 では、補強を下半のみに施工しているため、H-1では効果がみられない。

施工前と施工後の変位速度を比較すると、増しボルトは3mで63%、4mで76%、6mで74%、インバー仮吹付けは50%の低下がみられる。

以上のように、補強効果を表す指標として、補強前後の変位速度を用いれば、補強効果を定量化することができる。

5. おわりに

本報告では、ミニベンチ工法による膨張性地山の施工と計測結果について述べた。
以下に得られた成果と技術的知見を列挙する。

- ①膨張性地山における自由断面掘削機とガントリージャンボによるミニベンチ工法の施工は、地山の安定作業の安全性に対して改善が行える。
- ②適切なベンチ長、施工順序、補助工法を採用することにより、切羽の安定が確保できる。
- ③ミニベンチ工法による切羽の早期閉合は、変形抑止に有効である。
- ④初期変位速度が地山の支保パターンの指標として有効である。
- ⑤補強対策工の効果を定量的に示すことができた。

6. 参考文献

- 1) 市橋学, 斉藤浩司, 戸出正義, 服部一夫：大型自由断面掘削機でミニベンチ掘削，北陸新幹線里見トンネル，トンネルと地下，第23巻7号，1992年7月。
- 2) 河田孝志, 服部一夫, 梅澤一, 市橋学, 斉藤浩司：自由断面掘削機とガントリージャンボによる軟岩地山のミニベンチ工法，第2回トンネル工学研究発表会，1992年10月。

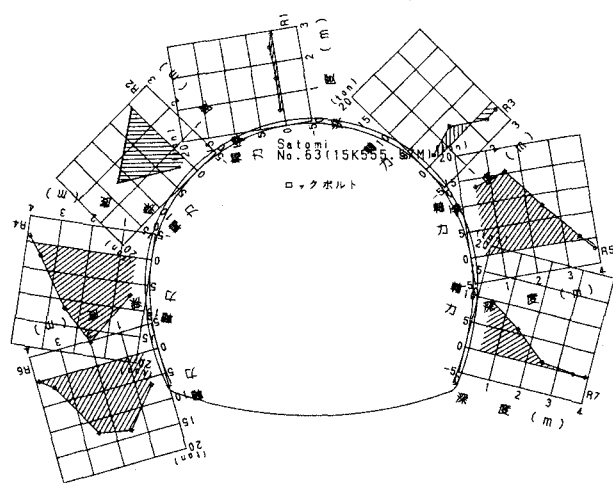


図-5 ロックボルト軸力分布

表-6 補助対策工の効果 (単位：mm/m)

計測断面	支保パターン	測線	増しボルトL:3m		増しボルトL:4m		仮付吹付け		増しボルトL:6m	
			施工前	施工後	施工前	施工後	施工前	施工後	施工前	施工後
No.54	B-2	H-1	0.5	0.5	0.5	0.5	—	—	—	—
		H-2	2.7	1.0	1.1	0.4	—	—	—	—
No.55	B-2	H-1	—	—	3.8	0.6	0.6	0.3	—	—
		H-2	—	—	13.2	2.4	2.4	0.4	—	—
No.56	A	H-2	—	—	—	—	10.7	1.6	7.0	2.8
No.57		H-1	—	—	—	—	—	—	5.2	0.2
No.58	A	H-2	—	—	—	—	—	—	18.4	6.4
		H-1	—	—	—	—	—	—	11.6	1.6
No.59	A	H-2	—	—	—	—	—	—	19.6	7.4
		H-1	—	—	—	—	—	—	11.4	1.1
No.59	A	H-2	—	—	—	—	—	—	24.1	9.5

※H-1：上半水平測線 H-2：下半水平測線