

事前補強ボルトの支保効果に関する検証

EVALUATION ON THE SUPPORT EFFECT OF PRE-INSTALLED CABLE BOLTS

八木 弘¹⁾・宮内智昭²⁾・大志万久芳³⁾・浅野 剛⁴⁾

The performance of the cable bolting system pre-installed in the pilot tunnel has been investigated. From the measurement results following two facts were clarified. 1) There was the generation of the axial force in cable bolts and they contributed to the stabilization of the face in the main tunnel. 2) It was possible to use the cable bolting system as a supporting member in the main tunnel.

Key Words : TBM pilot tunnel, pre-installed cable bolt

1. まえがき

第二東名金谷トンネル（延長：上り線 4527m、下り線 4667m、掘削断面積 191m²）ではTBM導坑先進掘削工法により施工が進められている。本工法のメリットの一つとして、先進導坑内からケーブルボルトにより掘削時の安全性を高める為の事前補強を施工できる点があげられる。このケーブルボルトは掘削時に坑壁側の一部が切断除去されるが、残りの部分が切羽後方の支保工としても効果を発揮するならば、天端部のパターンボルトを省略することが可能となり、切羽の安定化に加え経済性をも追求できることになる。本文では、ケーブルボルトの事前補強効果および本坑掘削時の支保効果の検証を目的に実施した計測結果について報告する。

2. 事前補強工

(1) 事前補強箇所の選定

本トンネルでは導坑施工時の情報からトンネル全線が支保パターンDに相当する地山であると判定された。その中でも①導坑施工時に変状が発生し導坑支保を補強した区間、②TBM機械データから推定した準岩盤強度が3N/mm²以下である区間、③頂設導坑であるTBM導坑のゆるみ高さが本坑天端よりも深い位置まで達している

区間を相対的に岩級が低いと判断し事前補強箇所とした。ゆるみ高さについては、事前実施された地質調査・試験結果に基づき、導坑内で実施した弾性波探査において $V_p \leq 1.5\text{km/sec}$ である範囲として定義した。

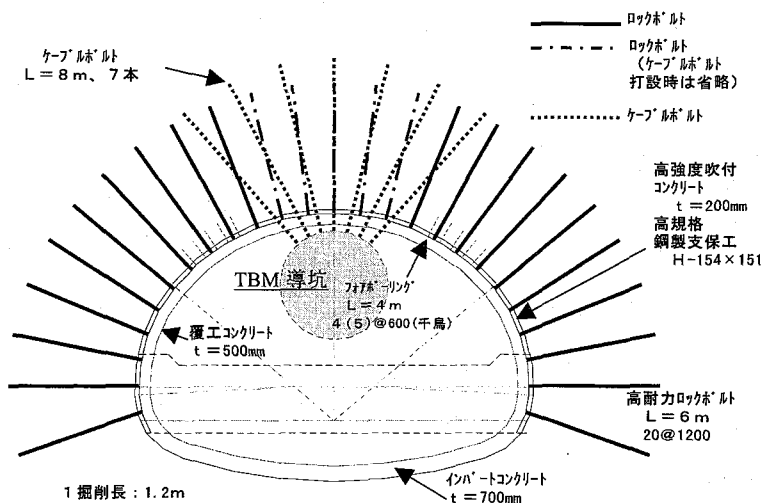


図-1 事前補強区間支保パターン

1)正会員 日本道路公団 静岡建設局 掛川工事事務所 2)正会員 日本道路公団 静岡建設局 建設部 建設第二課
3)㈱奥村組 名古屋支店 奥村組・大日本土木・太平工業共同企業体 4)正会員 ㈱奥村組 技術研究所

(2) 事前補強の設計

事前補強の設計にあたっては、①拡幅掘削時に6mのパターンボルトの打設範囲をカバーできること、②拡幅掘削によって切断される範囲をできるだけ短くすること、③直径5mのTBM導坑内から効率的な施工ができることなどを考慮し、図-1に示す位置にTBM導坑から長さ8mのケーブルボルトを7本施工することとした。本トンネルで用いたケーブルボルトの詳細図および特性値を図-2、表-1に示す。ケーブルボルトは直径15.2mmのP C鋼より線線で、P C鋼線の1本1本にインデント加工が施されており付着力の向上が図られている。ケーブルボルトには、①変形のしやすさ（可撓性）、②曲がりに対する追従性の良さ（追従性）といった特徴があるが、ヤング率および断面積の比率からケーブルボルトは同じ引張軸力に対してロックボルトの約4倍の伸びが発生する。

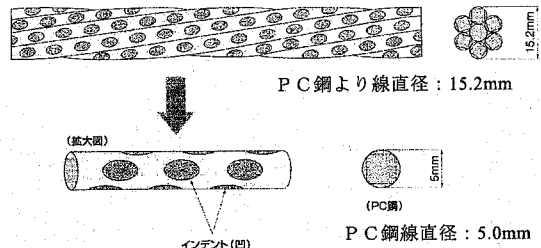


図-2 ケーブルボルト

表-1 ケーブルボルトの特性値

	ヤング率 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
ロックボルト	210000	506.7	330	469
ケーブルボルト	191000	138.7	222	260

(3) ケーブルボルトの施工

ケーブルボルトの施工フローを図-3に示す。削孔には150kgf級ドリフターおよびロッドチェンジャーを装備した専用機を用いた。定着材は確実な注入を考慮して後注入方式とするため、流動性と可塑性を有するプレミックスモルタルを使用し、孔元のコーキングは発泡ウレタンパッカーを用いた。注入およびリターンホースの使用を考慮し、削孔径を60mmとした。

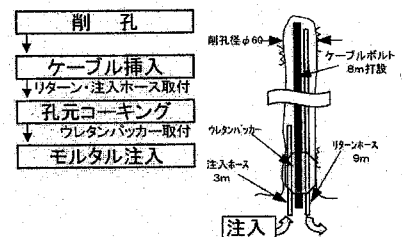


図-3 ケーブルボルト施工フロー

3. 検討内容および結果

(1) 予備区間

拡幅掘削が最初に行われる事前補強施工箇所において20mの予備計測区間を設け、この区間をパターンボルト省略の可能性を検証する区間と位置付けた。この区間における支保パターンを図-4に示す。天端にはケーブルボルトとともにモニタリングの意味も兼ねて通常よりも短い4mのボルトを併設し、ロックボルトの軸力および坑壁変位の推移を分析した。計測の結果、天端部に打設したロックボルト軸力は最大83.8kNにとどまったこと、また天端沈下が最大20mm程度で推移したことから天端部のパターンボルトは省略

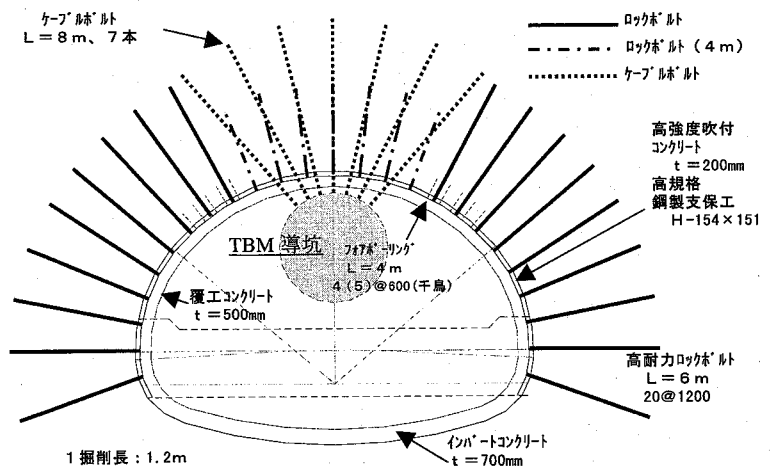


図-4 予備区間における支保パターン

可能であると判断した。

(2) 試験区間

予備試験の結果から、ケーブルボルトが設置されていれば天端付近のボルトには拡幅掘削後も大きな軸力が発生しないことが確認されたことから、ケーブルボルトを先行支保として活用するための検討を行った。

①ケーブルボルトベアリングプレートの定着治具の開発

TBM導坑から施工されたケーブルボルトは拡幅時に坑壁側が一部切断されるが、切羽通過後も支保効果を発揮させることを目的として、施工される吹付けコンクリート面にベアリングプレートを定着出来る金具を開発した。写真-1に示すくさび型の金具からなる定着治具で、ケーブルボルトの破断までの耐力が有る事と施工性においても極短時間で設置出来る事を確認した。

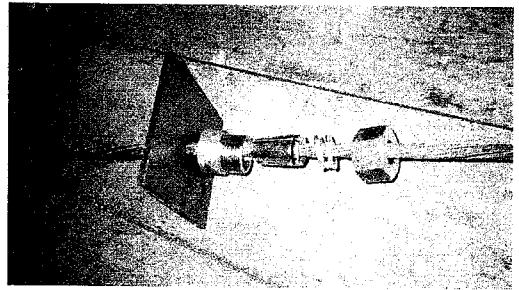


写真-1 ベアリングプレート定着治具

②ケーブルボルトの先行支保効果の確認

下り線 STA442+20 と STA441+70 にケーブルボルトによる事前補強を行った区間と事前補強を行わない区間を設けて表-2、図-5、6に示す計測を実施した。試験区間では、図-1に示したように事前補強施工区間の天端におけるパターンボルト5本を省略した。表-3に計測断面の地質条件および事前補強の有無を示す。地中変位計およびケーブルボルト軸力計(E1~E3, WB1~WB3)は導坑内から設置し、本坑切羽通過時に盛替えを行い、切羽通過前後の継続的なデータを収録した。

坑壁変位および支保部材力を表-4に、切羽到達前後の天端沈下の推移を図-7に、天端(WB1)のケーブルボルト軸力の推移を図-8に示す。坑壁変位は地中変位計の計測値である。天端および左右肩部(E1、

表-2 計測項目

計測項目	規格	記号(図-4,5)	数量/断面
天端沈下		F	1測点
内空変位	水平測線	H1~H2	2測線
	斜測線	D1~D4	4測線
地中変位	拡幅断面から18m、8測点	E1~E3	3本
	拡幅断面から10m、6測点	E4~E5	2本
ケーブルボルト軸力 (事前補強区間のみ)	8m、8測点	WB1~WB3	3本
ロックボルト軸力 (上段：事前補強区間)	6m、6測点	RB4~RB5	2本
	6m、6測点	RB1~RB5	5本
吹付コンクリート応力		T1~T5	5測点
鋼材支保工応力		S1~S5	5測点

表-3 計測断面の情報(試験区間)

断面	下り線	
	①	②
計測里程	STA442+20	STA441+70
事前補強	無	有
地質	(h)-Ss	h-Ss
岩級	CH	CM~CH
土被り(m)	115	115
準岩盤強度(N/mm ²)	50.0	33.2

(注) 地質は古第三紀漸新世瀬戸川層群の砂岩質岩五層
(h)-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚50cm以上主体
h-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚5~20cm以上主体
準岩盤強度はTBM機械データにより算定

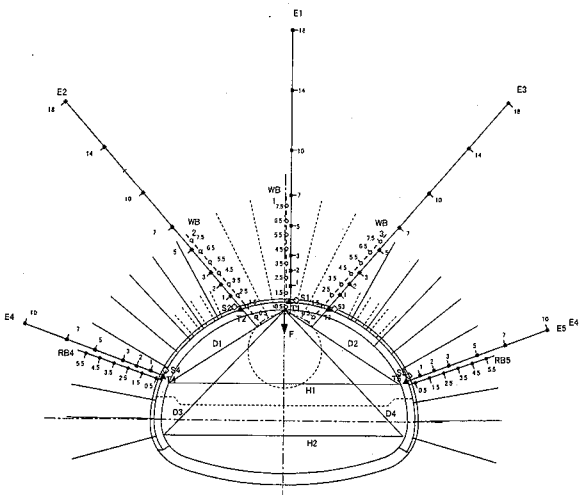


図-5 計測機器配置図(事前補強施工区間)

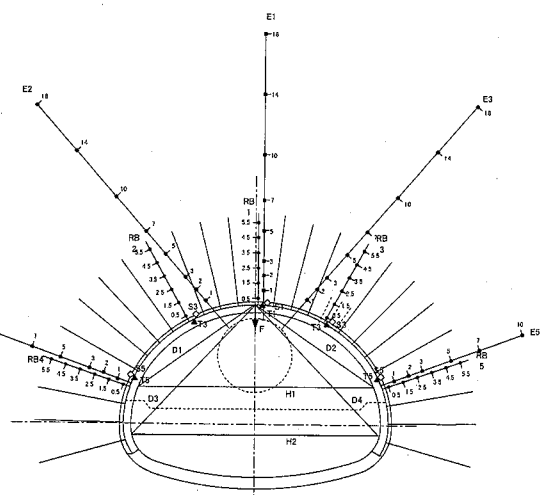


図-6 計測機器配置図(事前補強非施工区間)

E2、E3)の変位は本坑坑壁から深さ1mに設けた計測点の値であり、拡幅前後で同じ地点の値となっている。左右側壁の変位は拡幅掘削後の坑壁面の変位である。

図-7より、事前補強区間では先行沈下の発生時期が早く、先行沈下量も大きくなっており、相対的な地質の悪さが伺える。ただし、表-4からわかるように天端、左肩、右肩を平均すると先行変位率は事前補強区間では41%、無補強区間では21%となっており、事前補強区間において拡幅掘削後の天端沈下が抑制されている傾向が見られる。ケーブルボルトの軸力は先行沈下の発生時期とほぼ対応した本坑切羽到達前約15mから次第に増加し始め、切羽到達時には60kNの軸力が発生しており切羽の安定に寄与しているものと考えられる。ケーブルボルトの軸力の最大値は左右肩部で149.4kNとなっており、許容値に対して余裕があり、パターンボルトを打設する必要がないことが確認された。

(3) 本施工区間

試験区間の結果をもとに、事前補強を行っている延長515mの区間において天端部のロックボルトを施工しない支保パターンを採用して本施工を行った。本施工区間においても、事前補強効果の検証を目的として、表-5に示すように事前補強を行った区間と事前補強を行わない区間に計測断面を各々2断面ずつ設定し、試験区間と同様の計測を行った。

坑壁変位および支保部材力を表-6に、切羽到達前後の天端沈下の推移を試験区間の結果とあわせて図-9、10に示す。本施工区間においても事前補強区間では先行変位の発生時期が早く、先行変位が大きくなっており、相対的な地質の悪さが明らかになっている。

図-11(a)に計測断面①～⑥における内空変位と地中変位計により計測された全天端沈下の関係を、図-11(b)にA計測結果に基づく内空変位と切羽通過後の天端沈下の関係を示す。内空変位は天端で施工されたケーブルボルトの影響が相対的に小さく地山本来の硬軟の指標になると考えると、事前補強区間ではケーブルボルト打設範囲のパターンボルトを省略している

表-4 計測結果一覧(試験区間)

		下り線	
断面		①	②
距離		STA442+20	STA441+70
事前補強		無	有
坑壁変位 カット内は切羽 到達前の変位 (mm)	天端(E1)	27.9 (6.3)	21.6 (11.9)
	左肩(E2)	18.1 (2.7)	17.6 (3.0)
	右肩(E3)	21.2 (5.0)	20.0 (9.5)
	左側壁(E4)	16.5	13.3
	右側壁(E5)	5.9	14.9
ケーブルボルト最大軸力(kN)		-	149.4
吹付けコンクリート最大応力(N/mm ²)		9.8	7.8
鋼製支保工最大応力(N/mm ²)		326.9	426.1

※E1～E3の()は内数で先行変位値

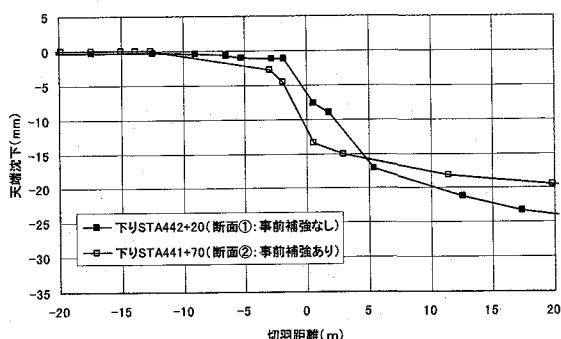


図-7 天端沈下の推移

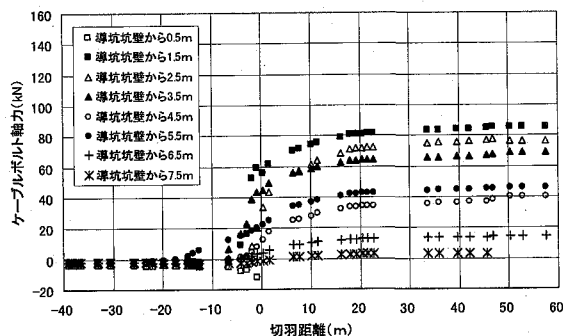


図-8 ケーブルボルト軸力の推移(断面②、天端)

表-5 計測断面の情報(本施工区間)

	下り線		上り線	
断面	③	④	⑤	⑥
距離	STA440+80	STA439+00	STA443+51	STA443+06
事前補強	無	有	有	無
地質	h-Ss	Ss-Sh~h-Ss	h-Ss	(h)-Ss
岩級	CM~CH	CL~CM	CL~CM	CM
土被り(m)	109	83	102	102
準岩盤強度(N/mm ²)	41.7	6.7	15.0	18.6

(注) 地質は古第三紀漸新世瀬戸川層群の砂岩頁岩互層
(h)-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚50cm以上主体
h-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚5~20cm以上主体 Ss-Sh: 砂岩頁岩等
準岩盤強度はTBM機械データにより算定

表-6 計測結果一覧(本施工区間)

		下り線		上り線	
断面		③	④	⑤	⑥
距離		STA440+80	STA439+00	STA443+51	STA443+06
事前補強		無	有	有	無
坑壁変位 カット内は切羽 到達前の変位 (mm)	天端(E1)	17.4 (4.2)	32.5 (17.0)	65.9 (23.1)	42.7 (16.7)
	左肩(E2)	32.1 (2.9)	38.9 (20.1)	63.6 (15.3)	13.3 (3.9)
	右肩(E3)	20.9 (7.1)	38.6 (24.9)	50.3 (15.3)	45.2 (13.9)
	左側壁(E4)	9.2	19.8	52.0	31.2
	右側壁(E5)	9.2	12.3	48.3	17.5
ケーブルボルト最大軸力(kN)		-	159.3	195.6	-
吹付けコンクリート最大応力(N/mm ²)		23.4	16.2	13.1	24.4
鋼製支保工最大応力(N/mm ²)		362.7	232.5	468.4	456.2

にもかかわらず地質の差以上に大きな変位が発生している様子はなく、ケーブルボルトがパターンボルトの代替機能を果たしている状況が伺える。

図-12 には、計測対象とした各ケーブルボルト（断面②、④、⑤の各3本）に関して、各々の最大軸力とそれに対応する深さの地中区間変位から算定した地中区間ひずみとの関係を示す。図中の破線は、ケーブルボルトのヤング率と断面積から算出した軸力とひずみの関係であるが、実測値は概ねこのライン付近にあり定着効果が現れている様子が伺える。断面⑤については、軸力変化が頭打ちあるいは最大値となった後、低下している状況が見られる。断面⑤は、表-6からわかるように坑壁変位が大きく地質が最も悪い地点であった。ケーブルボルトの降伏荷重は222kNでありケーブルボルト自体が降伏しているとは考えられないことから、地山と注入材との間の付着切れ、又は孔壁周りの脆弱化等の原因が考えられる。断面②の天端については、軸力が約50kNのときに急激に地中区間ひずみが大きくなっているのに対し軸力は大きくない。この現象は切羽通過時に発生している。地中区間ひずみの増加は地山内の亀裂の開口によるものと思われる。軸力の増加が小さい点については、地中変位計測位置で発生した開口亀裂が（トンネル軸方向のずれで1m程度離れている為）ケーブルボルト軸力計測点までは進行しなかった可能性が考えられる。

図-13 には、断面①、③、⑥の天端、左肩、右肩の計測対象ロックボルト（図-6、RB1~RB3）に関して、図-12 の関係と同様に各々の最大軸力と地中区間ひずみとの関係を示す。図中の破線も同様にロックボルトの軸力とひずみの関係であり、ケーブルボルトの場合と比較するとばらつきは大きくなっているが、断面⑥左を除いて正の勾配が見られ、実測値はこのラインを中心として分布している。断面⑥左については、図-12 に示すように砂岩の比率が多く岩質が相対的に良好であることから表-6 に示したように変位が小さくなっている。ただし、導坑から2m、7m地点にはレンズ状の頁岩部が見られ、この層が本坑拡幅時に図-14 に示したように開口する

ような挙動を示すと、地山の変位方向と地中変位計測方向との角度が大きくなり、地中変位の伸びが明確に

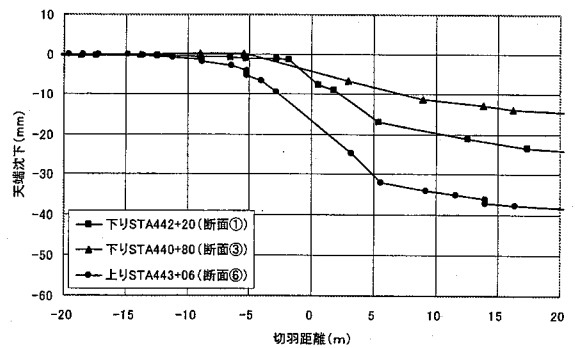


図-9 天端沈下の推移（事前補強非施工区間）

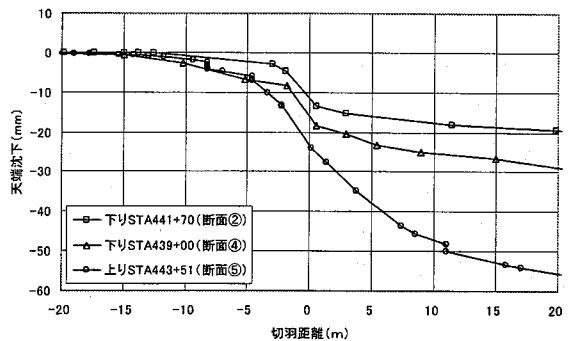


図-10 天端沈下の推移（事前補強施工区間）

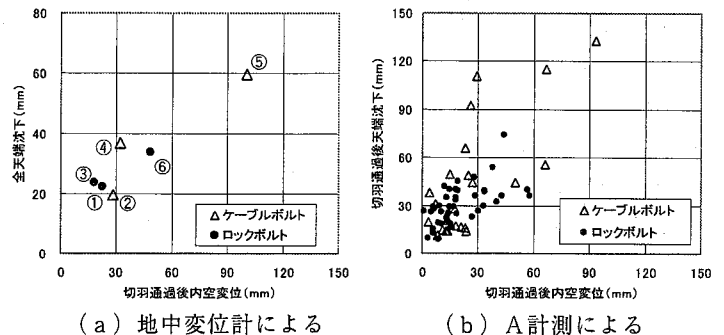


図-11 内空変位と天端沈下の関係

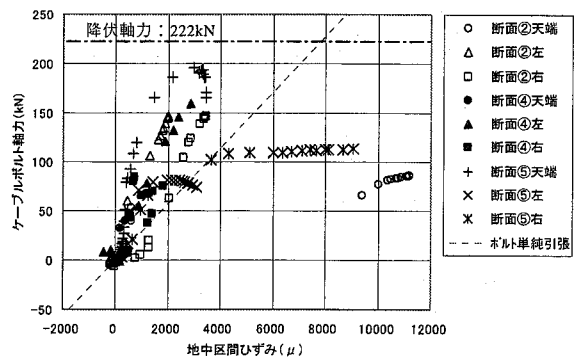


図-12 ケーブルボルト軸力と地中区間ひずみの関係

現れないにもかかわらず、ロックボルトの軸力が増加していく現象が生じる可能性が考えられる。

図-13 に示したデータのうち、断面③右、断面⑥左については図に示した以上にボルト軸力が増加し、本坑切羽通過後、断面③右では切羽距離が 24m のとき、断面⑥左では切羽距離が 14m のときに計測データがロックボルトの最大荷重 469kN に達している。ケーブルボルトの場合には軸力が降伏荷重に達した測点は見られなかったが、ロックボルトの場合、天端、左肩、右肩の計測点 54 点中 4 点において軸力が降伏荷重に達しており、ケーブルボルトの変形能の高さが発揮されている状況が伺える。

大きな軸力が発生しているということは支保効果が十分に発揮されていることを意味しており必ずしも悪い状況とは言えない。ただし、本サイトのように地山全体が砂岩頁岩互層であり、軟化した頁岩層の開口あるいは硬質な砂岩ブロックのズレなどの要因により、局部的に大きなひずみが発生する可能性が高い場合には、変形能が小さいと耐力を超える部材力が発生し、破断にまで至る危険性が高くなる。ケーブルボルトの持つ柔軟性は、導坑のような狭い空間から長尺ボルトを施工する場合あるいは拡幅により切断する場合の施工性に大きく寄与する他、柔軟な支保構造としてトンネル掘削時に拘束効果を発揮しつつうまく地山に応力を再配分させるという点で効果があると考えられる。

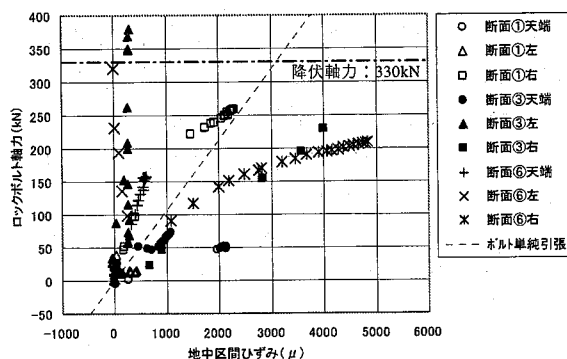


図-13 ロックボルト軸力と地中區間ひずみの関係

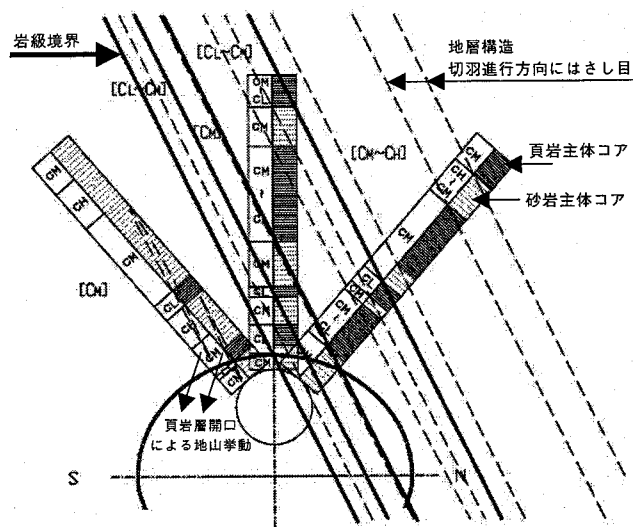


図-14 地中変位計設置孔のコアおよび地質構造 (断面⑥)

4. あとがき

TBM導坑からの事前補強の場合、ケーブルボルトは可撓性を有することから、施工の効率化という点でメリットが大きいと考えられるが、その伸びや耐力、追随性をふまえ、各々の地山の特性を考慮して採用の可否を判断する必要がある。本トンネルにおいては、TBM導坑から施工されたケーブルボルトの事前補強効果および本坑拡幅時の支保効果を検証する目的で、ケーブルボルト打設区間と非打設区間に計測断面を設け軸力測定や地中変位測定等を行った。その結果、ケーブルボルトには適度な軸力が発生し本坑切羽の安定に貢献していることや、耐力として余力があり追加ロックボルト打設の必要がないこと等が明らかになった。

JHでは、TBM導坑先進拡幅掘削工法を第二東名神のような大断面トンネルを施工する場合の標準的な掘削工法の一つと位置付けており、本工法のメリットでもあるTBM導坑からの事前補強の効果確認のための計測を継続して実施してきた。本報告で示した計測も一連の検証作業として実施したものである。計測結果に基づき、地山が相対的に脆弱で事前補強を必要とした区間においても天端部のパターンボルトを省略した施工を行うことができたという点で一定の成果を上げることができた。今後は先行支保及び支保パターンボルトとしての施工性、安全性、経済性をさらに検証していきたいと考えている。