

大型函体牽引工事における長尺 FRP ボルト補強工の設計

Design on the Face Reinforcement using Long Span FRP Bolts for the Large Box Traction Project

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI
須川 智久 TOMOHISA SUGAWA
北海道支店 黒沼 範男 NORIO KURONUMA
北海道支店 長沢 直樹 NAOKI NAGASAWA
機電部 中野 陽一 YOUICHI NAKANO
土木技術部 山田 文孝 FUMITAKA YAMADA

上野幌大型函体牽引工事では、対象地山が粘性土で構成されるため注入工法が適さないものとされた。すなわち、粘性地盤では注入による軌道の浮き上がりが発生しやすい。しかしながら、函体牽引時に切羽面の安定を確保するため何らかの補強対策は必要とされる。このような種々の条件を勘案し、当該工事において長尺ボルトによる切羽補強工を設計・施工した。本報文はその設計思想を示すものである。

キーワード：大型牽引工事，長尺ボルト補強，注入工

Injection method is not suitable for the large box traction project at Kami-Nopporo Station, because the soil of application site consist of clay and so on. Under such geological condition, a large deformation may occur due to the application of injection. However, reinforcement should be necessary to be maintained a stability of excavated face during large box traction. Considering these conditions and difficulties we have designed and applied the excavated face reinforcement using long span FRP bolts. This paper describes its design philosophy.

Key Words: Large box traction project, Face reinforcement, Long span FRP bolts, Injection method

1. はじめに

上野幌 BV 工事は幅 24.5m，高さ 7.7m，奥行き 25.0m の大型函体を最小 1.4m の土被りで JR 北海道千歳線直下に牽引する工事である。千歳線は JR 北海道の主要幹線であるため、当該工事施工におけるわずかな擾乱は通勤、旅行、ならびに物流へ大きな影響を与える可能性が高く、その安全管理、ならびに地山変形管理に細心の注意を要求された。

ところが、工事対象地点の地山は昭和 40 年代に完成した盛土と粘性地盤が混在し、工事による擾乱に対し敏感な反応を示すため、これまでも種々の不具合が発生した。このため、函体牽引時に実施される地山改良注入工は、注入箇所付近の軌道を大きく隆起させる可能性が高くその採用が難しいものと判断された。

このような大型函体牽引工事において改良注入を実施せずに牽引した事例はこれまでになく、当該工事の施工

条件から見て、その与える社会的影響が甚大なため、注入に替わる何らかの対策は不可欠と考えられた。本報文は、その対策工設計のための調査と妥当性検証の過程を記すものである。都市再生において同種工事の増大が見込まれるが、ここに記す対策工の設計はその適用地山範囲を広げ得るとともに、当該工事における総合的なコストダウンに資するものとする。

2. 調査と地質概要

当該工事ではすでにいくつかの調査ボーリングが施工されていたが、施工地点が幹線鉄道直下であることから盛土本体でのボーリングは行われていない。ところが、ルーフボックス設置工事や底盤注入工事などの経験から、施工対象となる地山の土質性状がこれまでの評価と乖離しているものと考えられるようになった。たとえば、ルーフボックス工の掘削途中で泥土状に流動する過

飽和粘土がしばしば現れたり、アンカーを定着するのに足りる付着抵抗が得られず大幅な定着長延長を余儀なくされたりなど、当初評価よりも大幅に脆弱な地盤が存在すると判断された。

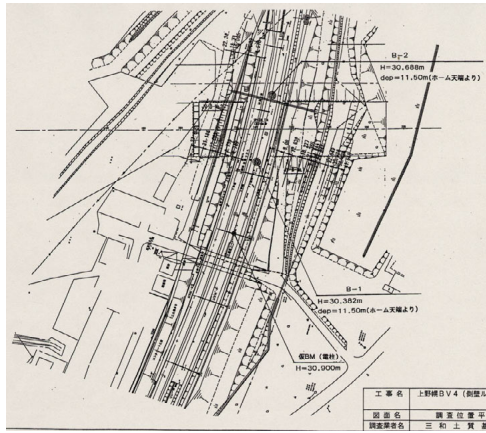


図-1 平成15年4月調査ボーリング施工地点平面図

このため、上り線ホーム撤去後、直ちに函体牽引部の地山特性を調査する目的で盛土本体の調査ボーリングならびにこれを利用した試料試験を実施した。ここでは、この調査ボーリングとその試料試験から得られた知見を示すとともに、函体牽引時の検討、解析、調査に供する地山特性値の設定を行うものである。なお、上り線ホーム撤去がルーフボックス施工後であったために、当該調査点も若干ではあるが函体牽引部を外れている。

(1) 地質概要

当該工事地点は野幌丘陵に囲まれた小規模な沖積低地に位置する。JR千歳線はこの沖積平野上に高盛土して敷設されており、上野幌駅もこのような位置にある。既往の地質調査報告書も含めて総合的に既往の調査結果を総括すると、表-1に示す土層構成が推定された。

表-1 施工位置の土層構成

時代	記号	土層名	色調	分布標高	特徴	N値	
現世完新世	沖積層	B	盛土～表土	茶褐～暗褐灰	～23.3m	粘性土主体で、礫混じりの砂質シルト～シルト質砂状を呈す。全体的に火山灰質。粘性土は軟らかい～中位、砂質土はゆるい～中位。	3～11
		Av	火山灰質シルト 【シルト質砂～砂質シルト】	黄褐 暗青灰 褐灰	24.7m～ 19.1m	全体的に火山灰質砂を混入するシルト質砂～砂質シルトで、不均質な層である。一部火山灰層を挟む。	2～20
		Ac	腐植物混じりシルト 【シルト～シルト混じり砂】	暗灰	21.2m～ 15.5m	全体に腐植物を混入して有機質である。シルト～シルト混じり砂で構成されるが、不均質である。砂は火山灰質。Av層に比べるとやや硬い部分がある。	2～11
		As	礫混じり砂	暗灰	16.7m～ 14.5m	φ10～20mm程度の細礫を不均一に混入する細～粗砂で、薄層状に存在。含水多量。一部で欠けている部分がある。	11～27
更新世 (下部層)	野幌層	N _L	粘土～シルト	青灰	15.6m～	シルト、粘土・シルト・細砂互層より、泥炭および貝化石含む	9～50

このうち函体牽引時に掘削の対象となるのは、盛土(B)、火山灰質シルト(Av)、腐植物混じりシルト(Ac)である。掘削対象土砂は、いずれも砂と粘性土が分布する

不均質な土層構成となっており、函体中央部より下では火山灰に富んだシルト質砂～砂質シルト層(Av)が主体で、最下部では腐植物に富んだシルト～シルト混じり砂層(Ac)が主体となる。

(2) 試料試験結果とその知見

表-2に盛土部の地盤材料の工学的分類に関する試料試験の一覧を示す。一般に、湿潤密度が大きい場合は地盤が良く締まっているとされ、湿潤密度が小さい場合は地盤が軟弱であり締まっていないものと判断される。これに従えば、当該函体牽引部の盛土部、ないし沖積層部の湿潤密度は概ね1.8g/cm³前後を示しており、湿潤密度の意味では相応の盛土地盤であるものと評価される。しかしながら、これはあくまでも目安であり、間隙中の水の量により変動する値であることを考慮せねばならない。また、函体牽引部に掛かることはないが、B-1ボーリングの深度10-11mに現れる砂質粘土は湿潤密度が概ね1.57g/cm³と小さいため、確実な底盤改良を実施しなければ函体重量によって不等沈下を生じる可能性がある。なお、大きい湿潤密度の目安は一般的な粘土で概ね1.7-1.9g/cm³の範囲を、また小さい湿潤密度は1.2-1.6g/cm³の範囲を考える。

表-2 地盤材料の工学的分類一覧
(a) B-1 ボーリングによる試料

試料番号 (層名)	B-1				
	3.0-4.0m B(盛土)	5.5-6.5m B(盛土)	7.0-7.8m Av(火山灰質シルト)	8.5-9.5m Av(火山灰質シルト)	10.0-11.0m Ac(腐植物混じりシルト)
湿潤密度 ρ _w [g/cm ³]	1.806	1.785	1.775	1.582	1.570
乾燥密度 ρ _d [g/cm ³]	1.441	1.420	1.400	1.214	1.011
含水率 w [%]	20.8	20.3	20.7	22.8	35.6
孔隙率 e	0.852	0.841	0.846	0.935	1.442
飽和度 S _r [%]	85.6	83.0	83.2	92.2	90.0
石分 (75mm以上) [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (2～75mm) [%]	0.5	1.8	0.0	0.0	0.0
シルト分 (75μm～2mm) [%]	26.0	27.8	27.4	19.3	17.1
粘土分 (2mm以下) [%]	73.5	71.2	72.6	80.7	82.9
塑性指数 I _p	22.1	20.6	20.6	30.6	41.2
液性指数 I _L	22.1	20.6	20.6	30.6	41.2
地盤材料の分類名	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土
分類記号	CsS	CsS	CHS	CHS	MH-S

(b) B-2 ボーリングによる試料

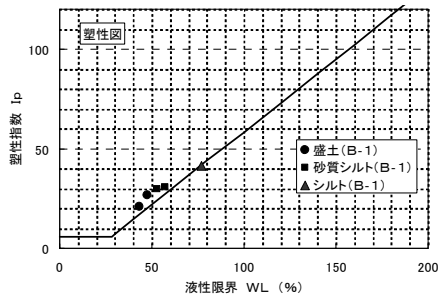
試料番号 (層名)	B-2					
	3.0-4.0m B(盛土)	4.5-5.2m B(盛土)	6.0-7.0m Av(火山灰質シルト)	8.0-8.5m Av(火山灰質シルト)	9.0-10.0m Av(火山灰質シルト)	10.5-11.5 Ac(腐植物混じりシルト)
湿潤密度 ρ _w [g/cm ³]	1.857	1.855	1.996	1.820	1.904	1.750
乾燥密度 ρ _d [g/cm ³]	1.441	1.409	1.655	1.344	1.412	1.254
含水率 w [%]	22.8	24.5	17.8	26.1	25.1	28.8
孔隙率 e	0.862	0.881	0.829	0.936	0.791	1.111
飽和度 S _r [%]	88.4	91.7	98.4	98.4	97.0	84.6
石分 (75mm以上) [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (2～75mm) [%]	0.7	0.2	1.0	3.8	0.8	0.0
シルト分 (75μm～2mm) [%]	22.4	22.4	20.9	17.2	17.2	17.4
粘土分 (2mm以下) [%]	77.0	77.4	78.1	79.0	82.0	82.6
塑性指数 I _p	22.1	22.9	22.9	25.6	21.8	29.2
液性指数 I _L	22.1	22.9	22.9	25.6	21.8	29.2
地盤材料の分類名	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土
分類記号	CsS	CHS	SCs	SCs	CsS	CHS

また、乾燥密度は盛土などの締め固め度を評価することにしばしば用いられる。当該地点盛土部の乾燥密度は1.40 g/cm³前後と、若干ではあるが小さいものと判断さ

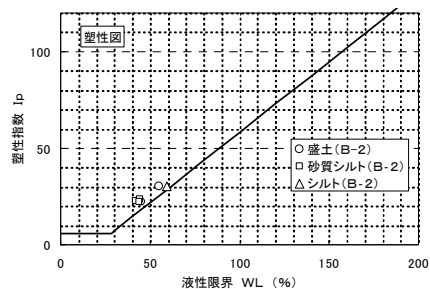
れる。特に、B-1 ボーリングの深度5.5-6.5mに現れる砂質粘性土は乾燥密度が1.13 g/cm³と著しく小さい。この土層は、自然含水も $\omega_n=41.3\%$ と高く、液性限界 $\omega_L=47.1\%$ に相対的に近いことから流動性も高いものと推察される。当該地点では局所的に著しく脆弱で流動性の高い層が散在することが、ルーフボックスの施工時に推定されており、これはそのような層の存在を示すものと考えられる。しかし、この値も試料試験に供すことのできた部分の値であり、より脆弱で流動性の高い土が存在することが考えられる。

次にコンシステンシー特性に着目する。一般に、土は含水量によって物理的性質が異なり、変形に対する抵抗性も変化するのでこれをコンシステンシーと呼び、液体、塑性体、半固体、固体の境界をそれぞれ液性限界、塑性限界、収縮限界と定義し、その含水比によって表す。また、液性限界値と液性限界値の差を塑性指数と呼び、塑性指数が大きいほど土の粘り気は大きい。

このような、コンシステンシーを評価するために土の液性限界値を横軸、塑性指数を縦軸にとった塑性図が細粒土の分類に有効であるとされている。これは、液性限界が大きくなるほど土の圧縮性が増加し、塑性指数が大きくなるほど粘性が増加する性質を利用したものである。いま、ボーリングB-1,2に対してこの塑性図を示すと、図-2を得る。



(a) B-1ボーリング試料



(b) B-2ボーリング試料

図-2 土質試料の塑性図

図中の斜線は一般にA線と呼ばれ、次の式で表される。

$$I_p = 0.73(\omega_L - 20) \quad (1)$$

ここで、 I_p : 塑性指数 ω_L : 液性限界値

このA線の近傍、もしくはA線より上には無機質粘土が分布し、下側には有機質土が分布するとされている。図に示すように、当該地点で得られた試料のはいずれもA線のわずかに上部に沿うように分布している。したがって、当該地点の盛土、火山灰質シルト、および腐植物混じりシルトなどは無機質粘土に分類される。また、各層の間に優位な差は見出せないといつてよいものと考えられる。

ここで、求められた自然含水比とこれらのコンシステンシー特性の関係を考察する。一般に、コンシステンシー指標は細粒土の流動性や安定の程度を表し、1.0よりも大きいときは安定な状態にあることを示す。液性指数は相対含水比とも呼ばれ、与えられた含水比における土の相対的な硬軟を表す指標であり、ゼロに近いほど土は締まっており、大きくなるほど圧縮性が大きく鋭敏であることを示す。表-2に示した試料試験結果からこれらの指数を求めると表-3を得る。

表-3 コンシステンシー指数、塑性指数の一覧

試料番号 (深さ) (層名)	B-1				
	3.0-4.0m B(盛土)	5.5-6.5m B(盛土)	7.0-7.8m Av(火山灰質シルト)	8.5-9.5m Av(火山灰質シルト)	10.0-11.0m Ac(腐植物混じりシルト)
液性限界 ω_L	43.3	47.6	52.9	53.7	76.9
塑性限界 ω_p	22.2	21.0	23.3	23.1	35.7
塑性指数 I_p	21.1	26.6	29.6	30.6	41.2
自然含水比 ω_n	29.4	41.3	32.0	31.5	54.9
コンシステンシー指標 I_c	0.858	0.237	0.706	0.725	0.534
液性指数 I_L	0.342	0.763	0.258	0.274	0.466

試料番号 (深さ) (層名)	B-2					
	3.0-4.0m B(盛土)	4.5-5.5m B(盛土)	6.0-7.0m Av(火山灰質シルト)	7.5-9.5m Av(火山灰質シルト)	9.0-10.0m Av(火山灰質シルト)	10.5-11.5 Ac(腐植物混じりシルト)
液性限界 ω_L	44.8	55.1	41.8	44.1	43.7	59.3
塑性限界 ω_p	22.2	24.9	18.9	20.5	21.6	29.1
塑性指数 I_p	22.1	30.2	22.9	23.6	22.1	30.2
自然含水比 ω_n	28.4	33.0	21.7	30.2	29.3	40.3
コンシステンシー指標 I_c	0.742	0.622	0.878	0.589	0.652	0.629
液性指数 I_L	0.258	0.288	0.122	0.411	0.348	0.371

表に示すように、当該試料のコンシステンシー指数はいずれも1.0より小さく、全体として0.5-0.7の範囲にある。いいかえれば、試料の自然含水比はいずれも塑性限界よりも高く、流動性が比較的高い状態にあるものと判断される。特に、B-1 ボーリングの深度5.5-6.5mに現れる盛土部は0.237と著しく低く、その周辺は自立が望めないものと推定される。その定義から液性指数とコンシステンシー指数の和は1.0となるから、液性指数からの評価も圧縮性が相対的に大きく、軟らかい地盤状態にあるものと評価されることになる。これらの評価は試料採取時点での含水状態に依存するものであるため、

何らかの地下水制御工法などによって地山の安定性を向上させることも考えるが、R&C工法の施工形態や当該地山の排水性などを考えると、現況の含水状態を大きく変化させることは難しく、地山の安定を図るには、何らかの対策工が必要であると判断する。

右側と左側でかなり土質性状に違いが現れる可能性は考慮したほうがよいものと判断される。

(3) 三軸試験結果と計算に用いる地山物性値

函体牽引時の切羽安定検討に供することを目的として、日本地盤工学会の試験方法に準拠した非圧密非排水三軸圧縮試験(土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験: JGS 0521)を実施した。その一覧を表-4に示す。

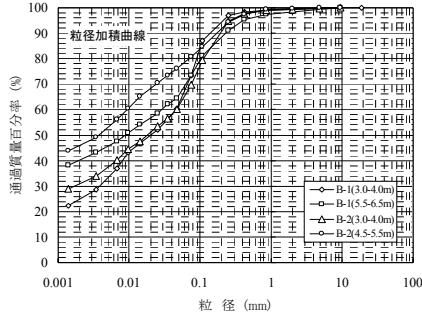
表-4 コンシステンシー指数, 塑性指数の一覧

(a) B-1 ボーリングによる試料

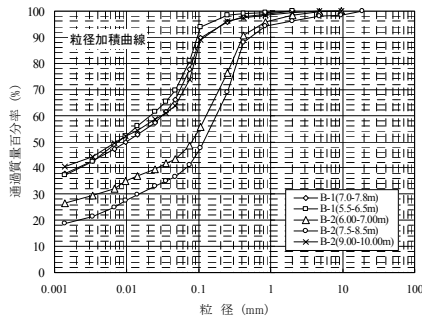
試料番号 (深さ:層名)	B-1								
	7.0-7.8m Av(火山灰質シルト)			8.50-9.50m Av(火山灰質シルト)			10.0-11.0m Ac(腐植物混じりシルト)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.755	1.778	1.792	1.861	1.843	1.851	1.574	1.567	1.570
孔隙比 e	1.012	0.975	0.950	0.927	0.957	0.927	1.461	1.448	1.418
液性比 W_L %	85.2	86.3	86.3	91.8	91.1	91.1	93.1	93.1	93.1
塑性指数 PI %	32.3	31.6	30.9	31.1	31.4	30.4	36.3	34.6	33
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0
圧縮強度 q_u kN/m ²	36.5	39.3	134.7	109.8	136.2	136.7	61.5	34.6	152.4
E_{50} MN/m ²	2.30	2.24	3.53	2.86	4.13	5.17	1.72	2.45	3.22
粘着力 C kN/m ²	10.67			20.45			13.96		
内部摩擦角 ϕ	16.07			19.14			13.71		

(b) B-2ボーリングによる試料

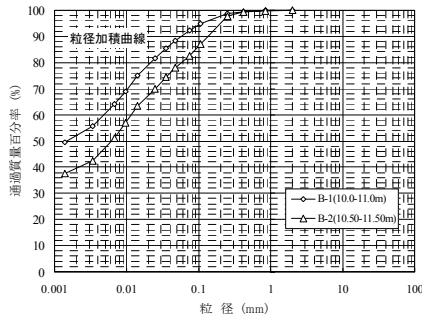
試料番号 (深さ:層名)	B-2								
	4.5-5.5m B(盛土)			6.0-7.0m Av(火山灰質シルト)			7.5-8.5m Av(火山灰質シルト)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.883	1.858	1.823	1.967	2.007	2.013	1.817	1.828	1.816
孔隙比 e	0.827	0.891	0.936	0.655	0.620	0.603	0.899	0.885	0.916
液性比 W_L %	95.3	96.5	93.5	92.7	95.6	94.3	90.0	92.8	93.4
含水比 w %	29.7	32.4	33.0	23.2	22.3	21.3	30.8	31.3	32.6
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0
圧縮強度 q_u kN/m ²	37.3	50.2	61.8	27.2	33.5	40.3	33.2	41.4	50.8
E_{50} MN/m ²	1.13	1.41	1.80	0.75	0.81	0.97	0.85	0.94	1.12
粘着力 C kN/m ²	9.67			8.62			9.04		
内部摩擦角 ϕ	11.70			7.24			9.59		
試料番号 (深さ:層名)	9.0-10.0m Av(火山灰質シルト)			10.5-11.5m Ac(腐植物混じりシルト)					
	①	②	③	①	②	③			
	①	②	③	①	②	③			
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.912	1.912	1.888	1.750	1.760	1.740			
孔隙比 e	0.776	0.781	0.816	1.119	1.078	1.112			
液性比 W_L %	97.8	98.6	97.2	98.2	97.3	97.5			
含水比 w %	28.8	29.2	30.1	40.2	42.5				
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0			
圧縮強度 q_u kN/m ²	33.3	39.8	47.3	14.6	16.5	20.0			
E_{50} MN/m ²	0.89	0.98	1.14	1.41	1.77	2.00			
粘着力 C kN/m ²	9.43			12.26					
内部摩擦角 ϕ	8.75			11.73					



(a) B(盛土)の粒径加積曲線



(b) Av(火山灰質シルト)の粒径加積曲線



(c) Ac(腐植物混じりシルト)の粒径加積曲線

図-3 ボーリング試料の粒径加積曲線

最後に、粒度分布に着目する。図-3は盛土、火山灰質シルト、腐植物混じりシルトのそれぞれについて粒径加積曲線を求めたものである。図に示すように、盛土部については若干のばらつきがあるものの比較的粒径がそろった分布を示すものと判断してよい。ところが、火山灰質シルトについては、B-1とB-2で明らかに異なり、B-2は砂分がかなり多く混入するため粘性土質砂の領域に属するとの判断もあったが、これまでの調査結果を踏まえて火山灰質シルトと判断した。ただし、函体牽引時に

表より明らかのように、当該の非圧密非排水三軸圧縮試験では土質の違いによる差異よりも、ボーリング孔の違いによる差異が明確に現れる結果となった。特に火山灰質シルトに関してはばらつきが大きいため、腐植物混じりシルトのばらつきがその中に吸収されてしまう結果となっている。いま、湿潤密度などの物理特性と粘着力などとの相関を見ると、両者の間に明確な関係を見出すことが難しく、むしろ前節で示した粒度分布との相関が強いと考えざるを得ない。すなわち、B-2の火山灰質シルトは微粒分が少なく、組織としての結合性に若干欠けるというものである。また、粒度分布についても腐植物混じりシルトはAv(火山灰質シルト)のばらつきの中に吸収されてしまう。

このように考えるとき、検討に用いる力学特性に火山灰質シルトと腐植物混じりシルトを分類することの工学的意味は見出せないものと考え、これを沖積層として解析上は一括的に扱うこととした。この沖積層は函体牽引部体積のほとんどを占め、その力学特性は掘削時の力学挙動を支配する。いま、当該工事における施工条件、

すなわち幹線鉄道直下の低土盛り施工を考えると、その設計・検討は安全の側で行われなければならない。このためには、当該沖積層の地山物性を得られた知見の範囲で、低く評価することが妥当であるものと考えた。これを基本的な考えとして、検討に用いる地山物性値を表-5のように定めた

表-5 検討に用いる地山物性値

記号	土層名	弾性係数 kN/m ² (kgf/cm ²)	ポアソン比	粘着力 kN/m ² (tf/m ²)	内部摩擦角	単位堆積重量 kN/m ³ (tf/m ³)
B	盛土	7.68 (76.8)	0.40	10 (1.0)	12	18.00 (1.800)
Av	沖積層	16.80 (168.0)	0.40	8.0 (0.8)	10	18.50 (1.850)
Ac						
As						
N _L	野幌層	64.40 (644.0)	0.35	15 (1.5)	15	19.00 (1.900)

表-5中の弾性係数は平均N値から求めたものである。既往の試料試験には弾性係数を求めたものもあるが、寸法効果などを考慮すると実施工時の挙動を表し得るものとは言えず、経験的な知見ではあるが実用的な方法であるとされているN値からの推定を用いることとした。また、盛土の粘着力、内部摩擦角は今回の試料試験結果を尊重したものである。さらに、野幌層の値はこれまでの試料試験結果を参照したものであるが、野幌層は函体よりも十分に深い位置に存在するため検討結果に大きな影響を与えないものと判断したためである。

3. 切羽対策工の検討とその設計

(1) 幾何学モデルと入力条件

未対策時の函体牽引時切羽挙動を検討することを目的として、有限差分法(コード名:FLAC)による3次元解析を実施した。計算に用いた幾何学モデルの要素分割図を図-4に示す。当該モデルの分割要素数は48,890、節点数は52,559である。

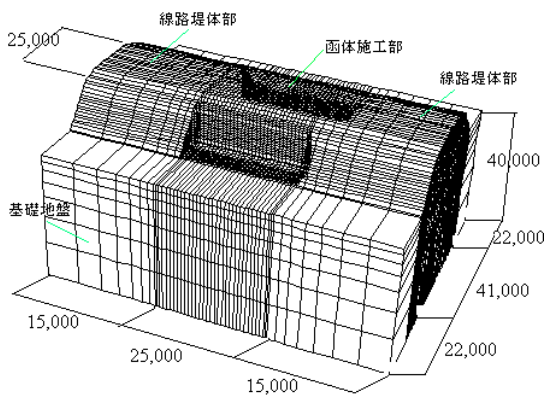


図-4 函体牽引時切羽検討の領域分割図

このように分割した解析モデルに対し、図-5のように

地質層序の割り付けを行った。これらの各土層はいずれもMohr-Columbの降伏則に従う地山材料であるものとし、前章で示した考察を基にそれらの地山物性値を表-5のように定め、入力した。

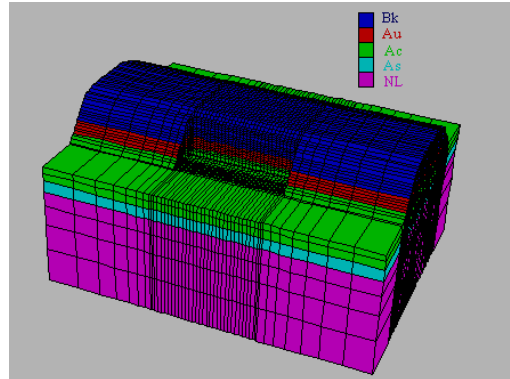


図-5 解析モデルに対する地質層序の割り付け

次に、当該R&C工法の主たる補強工であるルーフボックス、および垂直パイプ・ルーフはシェル要素によって代表するものとした。また、函体牽引時のガイドコンクリートは地山と密着する構造であるため、軸方向の曲げがほとんど発生しないものと考え、一般の固体要素で代表するものとした。図-6にこれらの施工位置拡大図を示す。さらに表-6には計算に用いたこれら事前補強材の材料物性値を示す。

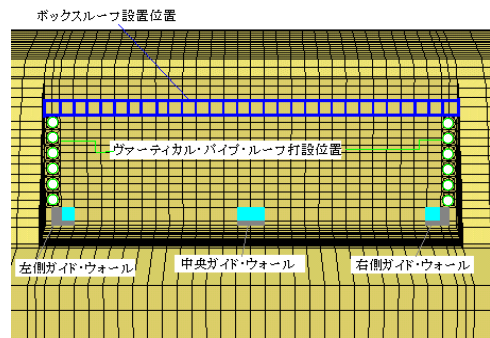


図-6 事前補強工等配置位置拡大図

表-6 計算に用いた事前補強材の材料物性値

事前補強材	部材寸法(mm)	弾性係数(MPa)	ポアソン比	単位堆積重量
ルーフボックス	W800×D25,000×H800 t=19	2.1×10 ⁵	0.11	7,800
垂直パイプルーフ	Φ812×D25,000 t=12	2.1×10 ⁵	0.11	7,800
ガイドコンクリート	—	2.4×10 ⁴	0.20	2,600

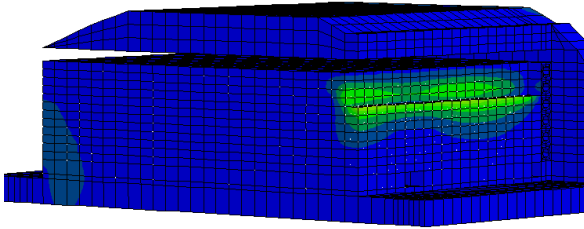
これらの力学モデルによって、未対策下で函体を引き込んだ場合の切羽の自立性を検討する。

4. 未対策時の函体牽引時切羽挙動に関する検討

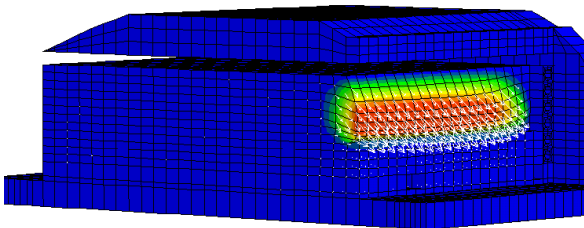
(1) 未対策時の地山挙動予測

最初の1m区間を掘削した際の地山変形挙動を図-7に

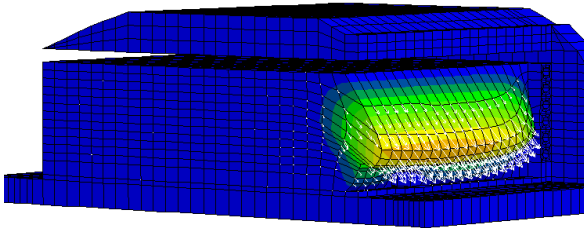
示す。図-7は最初の1m区間を掘削した際の地山変形挙動を各ベンチ掘削終了毎に示したものであり、函体中央で切断したものを左上方より俯瞰した。



(a) 1段目掘削



(b) 2段目掘削



(c) 3段目掘削

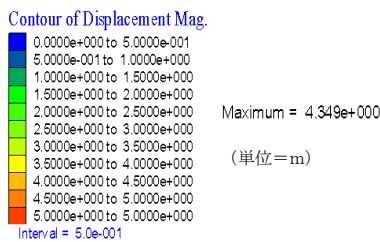


図-7 掘削に伴う切羽の変形 (1～3段目)

図に示すように第1ベンチ掘削終了時の切羽最大変位は32.6mmとやや大きくはあるが切羽は自立するものと判断され、有意な変形の発生領域も切羽近傍の非常に限られた範囲であることが分かる。ところが、第2ベンチ掘削とともに当該切羽はクサビ状に斜め下方に押し出してくる。その最大変位は1,283mmと余りに過大であるが、運動学的には可容な変位である。当該の解析では単なる弾・塑性解析にとどまらず、ひずみ軟化を伴う大変形解析を実施した。しかし、この手法も連続体の範疇での解析手法にとどまるため、割れ目の形成や崩落等の物理的な破断や破壊現象までを取り扱うことはできない。した

がって、当該解析の結果は第2ベンチ掘削時に切羽崩壊が生じるものと評価することが妥当であろう。

一般に、このような切羽崩壊は逐次的に背面に伝播するため、以降の掘削継続はより広い範囲の地山崩落を誘起するものと考えられる。いま、第3ベンチ掘削の変形図を見ると最大変位は5,000mmを超え、5m奥の位置でも10mmを越える変形が発生しており、第3ベンチの掘削によって地山全体の崩壊挙動が発生していることが理解される。

一般に、地盤の安定性は最大せん断ひずみによって評価される。図-8は図-7において第3ベンチ掘削終了時点の最大せん断ひずみの分布を示したものである。ここでは発生するひずみの領域が広いことから、5%以上の最大せん断ひずみを強調した。一般に、シルトや粘性土の静的な破壊ひずみは室内試験レベルで15%程度(土質試験の方法と解説：(社)地盤工学会, 2003年3月)とされ、地盤構造物のレベルではその数分の1程度であるものと考えられている。図-8を見ると、第3ベンチ掘削終了時で3m奥まで発生しており、切羽の崩壊は不可避免的に生じるであろうことが理解される。

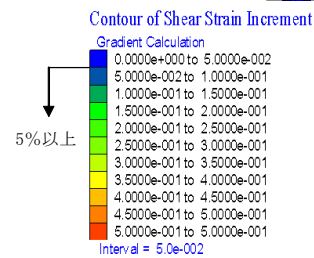
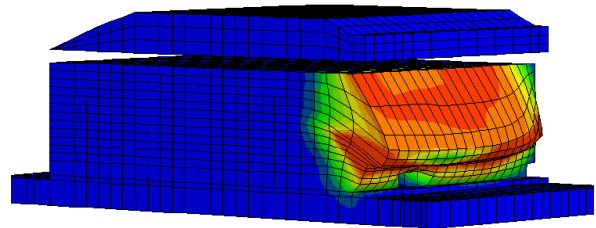


図-8 第3ベンチ掘削終了時のせん断ひずみ分布

このような崩壊に至る大変形が発生するメカニズムは以下のように考えることが妥当と思われる。当該地山を構成する各種土質の強度は非常に低い。このような、地山は降伏後に非常に大きな塑性ひずみを生じ、一気に流動化する可能性が高い。

図-9, 10は第1, 2ベンチ掘削時の盛土部主応力状態と第2, 3ベンチ掘削時の沖積層主応力状態をそれぞれ空間上にプロットした図である。盛土の応力履歴に着目すると、図-9に示すように第1ベンチ掘削終了時点ではいくつかの点が崩落線上にあるものの、ほとんどが崩落

線の内側にあることから切羽近傍は全体として弾性限度内の挙動を呈することが分かる。一方、第2ベンチ掘削終了時点ではそのほとんどの最小主応力が零であり、それ以外の点はほとんど崩落線上にある。また、沖積層の履歴を示す図-10も同様の傾向を示すものといえよう。

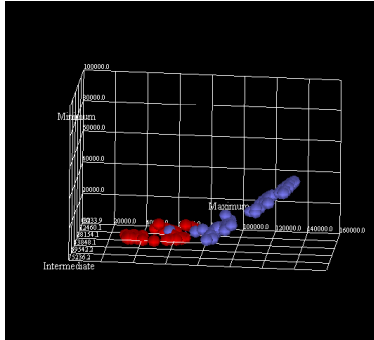


図-9 盛土の応力履歴

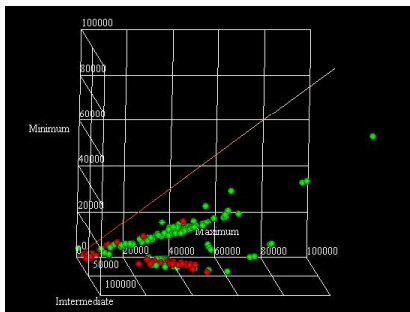


図-10 沖積層の応力履歴

一般に、地盤材料ではほとんど引張応力が発生しない。すなわち、地盤材料の引張強度は極端に小さいため、引張応力が発生したとしても、その箇所に引張割れ目が生じ、引張応力は解消される。この引張割れ目発生の進展はやがて引張破壊へと進展していくが、局所的にとどまるならばそれは材料の強度低下と等しい。これを当該解析ではNo-Tension法を採用することで、力の釣り合い条件に依存する等価な強度低下として取り扱った。すなわち、引張応力に対して等価なひずみ軟化挙動を呈するのである。一般に塑性ひずみの大きさは強度に支配されるから、ひずみ軟化状態にある地山では低応力レベルでも大きな変形が誘起され、崩落へ至ると考えることが妥当であろう。

以上の結果より、当該工事において列車運行の安定を図り、かつ工程を確保し得る安全な施工を実施するためには、切羽対策工の施工が不可欠であると考えられる。当該工事において切羽を不安定化させる主因は、掘削に伴う引張応力の発生とそれに付随する等価な強度低下であるから、有効な補強方法は次の二つであるものと判断できる。すなわち、ひとつは地山の強度特性そのものを改善する方法であり、もうひとつは何らかの補強材によって

発生する引張応力を受け持たせる方法である。前者の具体的な工法は薬液注入であり、後者は山岳トンネルなどで実施される鏡ボルト工法などである。当該工事では前述の理由により、薬液注入が採用されないため、対策工として鏡ボルト工法を検討対象に採用することとする。

(2) 切羽対策工の選定とその設計

山岳トンネル工事では、切羽対策として鏡ボルト等の補強部材の打設がしばしば行われ、当該断面に匹敵する200m²級断面における実績も存在する。

このため、ここではトンネルにおける切羽補強の設計法を参照し、当該工事における切羽補強工の設計を進める。その手順は以下のようなものである。まず、当該地山において切羽を安定させるに足る必要抑止力を‘村山の式’から算出する。つぎに、当該地点における各種施工条件を洗い出し、その施工条件を満たし、かつ最も経済的な工法で算定された必要抑止力を満たすよう、補強材配置を決定する。

このようにして設計された鏡ボルトの打設配置が図-11である。なお、ボルトには周面摩擦を確保するためφ76mmのFRP中空パイルを採用した。

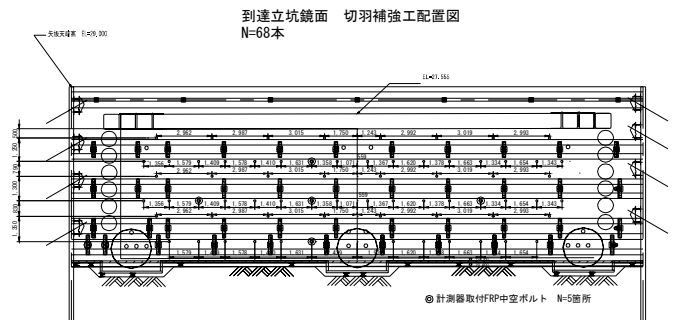


図-11 鏡ボルトの設計打設配置図

この設計の妥当性を、再度、3次元シミュレーションにより検証する。

(3) 函体牽引施工のシミュレーション

前章において示した切羽対策工の補強効果と、函体牽引時の地山挙動に関する検討を行うため、図-5に示した数値モデルを用いて施工シミュレーションを実施した。シミュレーションにおいてFRPパイルはパイル要素を用いることとした。このパイル要素は使用部材の強度、剛性のみを表現するのではなく、地山との相対変位も表現することができ、さらに地山と部材の離れやすさを評価することも可能である。

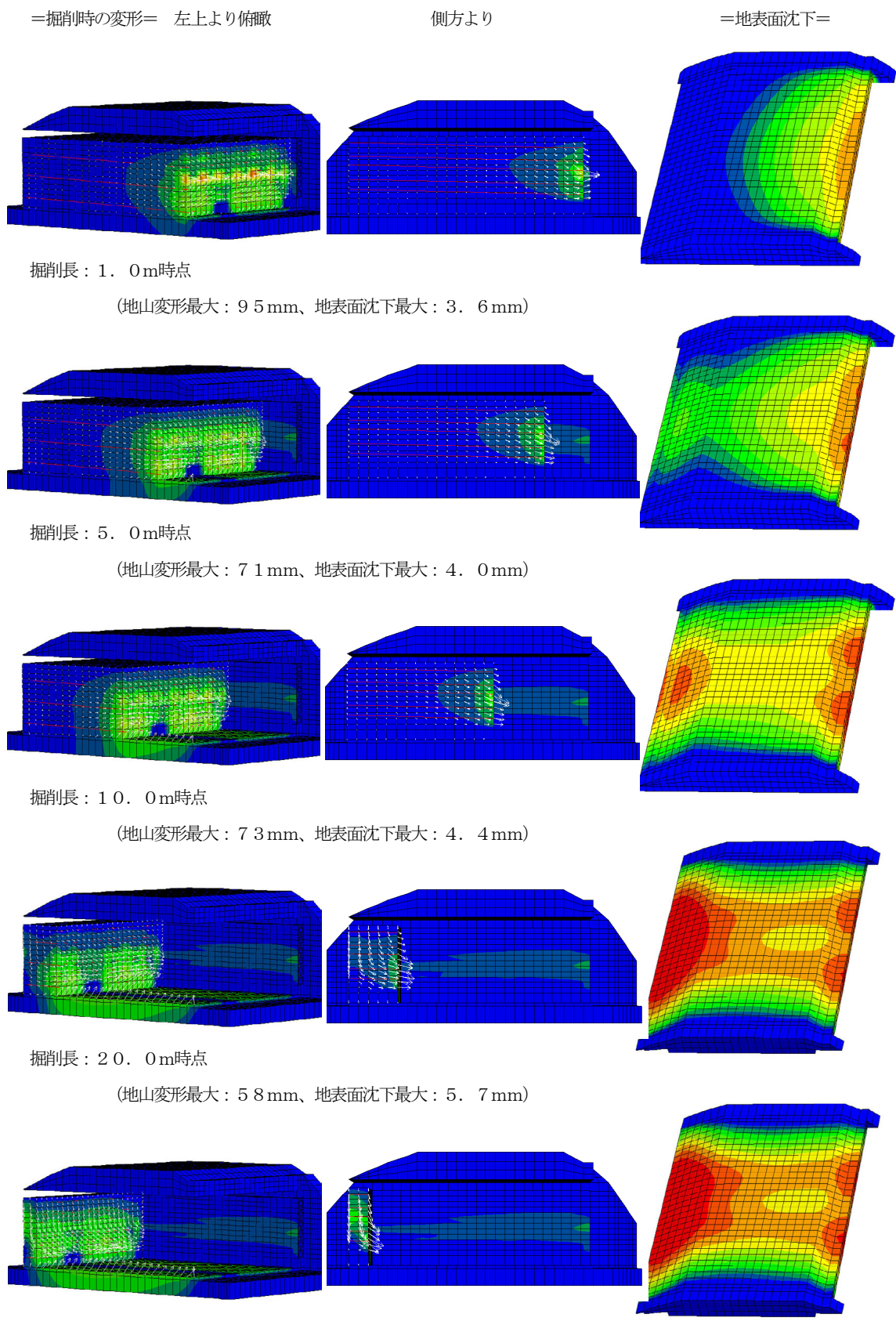


図-12 補強ボルト設置後の解析結果（変形、地表面沈下）

図-12 に発進に伴う変位分布、および地表面沈下の変化を示す。図において左図は発進側切羽正面上方から俯瞰した図を、また中央は函体中央で切断し側面より見た図を、さらに右図は地表面沈下分布をそれぞれ示したものである。いま、1 m掘削時の変位を未対策時(図-7)と比較すると、第3ベンチ掘削時点では最大 95.26mm と大きく減少し、鏡ボルトによって切羽安定性が大きく改善し、その安定が保たれていることが分かる。

いま、切羽進行と切羽に発生する最大変位に着目し、横軸に掘削切羽位置を、また縦軸にそのときの切羽最大変位をとると図-13 を得る。この図を見ると、やはり最初の 1 m 区間ではとび抜けて大きい切羽変位が発生していることが分かる。これは当該区間に FRP パイルが打設されていないため、掘削時に当該区間の地山が比較的自由的な変形挙動を呈し、これに影響されて打設部の地山も比較的大きく変形したものと推測されるが、先にも述べたように切羽の安定上、特に大きな問題はないものと判断した。

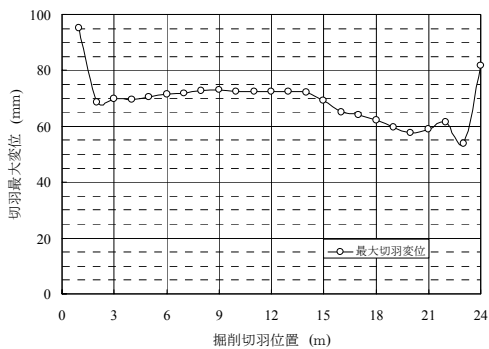


図-13 切羽進行と切羽最大変位の関係

この図において切羽が 2 m まで到達すると最大の切羽変位は 68.7mm と大きく減少する。その後、6 m 付近までは切羽進行に伴ってわずかに変位が増大して行くが、この区間は盛土形状が緩い上り勾配を示しており、これに影響されたものと考えられる。その後、切羽の進行にかかわらず一定な最大切羽変位が続くが、15m 付近からは徐々に最大切羽変位が減少していく。これはこの付近から切羽の変形モードが徐々に変化しているためであり、切羽全体の変形が減少することを示すものではない。むしろ、最大変位としては減少するものの、全体的な切羽変位は増大している。図-12 を見ると、それまでの切羽の変形モードは切羽中央がやや下方にたわみだすモードを呈していたのに対し、中央から下部の変形が増大し、下部が押し出される変形モードへと遷移してゆくことが分かる。

これは、以下のようなメカニズムに基づくものと考え

ればよい。一般のトンネルなどでは切羽背面にほぼ無限と考えられる地山が存在するが、当該工事では掘削とともに切羽背面土塊は徐々に減少し、孤立して存立するようになる。特に、R&C 工法では上部をルーフボックスで、また両側を垂直パイプルーフによって周辺地山と縁が切られているため、この傾向が顕著に現れる。このように、土塊が孤立し始めると、受働土圧が不足するために土塊は不安定化する。このとき、到達側は山留によって固定されているから、不安定化した土塊の変形は切羽面にのみ現れることとなる。

以上より、設計された鏡ボルトによって、函体牽引全期間を通じて掘削切羽が安定を保つものと評価され、これを切羽対策工として採用することとした。

5. おわりに

上野幌 BV 工事は上記の対策工施工後、平成15年 8 月末より函体牽引を開始し、同年10月31日掘削を完了した。現在、竣工に向けて鋭意施工中である。

掘削時には種々の現場計測を実施したが、その挙動は基本的にここで紹介したシミュレーションに従うものであったが、到達近傍付近の地山挙動、およびボルト軸力の大きさなどで若干の乖離を見た。今後、その乖離等を検証し、より合理的で経済的な工法を確立する方針である。

謝辞：当該工事の設計・施工は北海道旅客鉄道株式会社鉄道事業本部工務部のご指導の下に実施されたものです。特に直接ご指導いただきました小西康人様、海原卓也様には、心よりの感謝を述べたいと存じます。また、調査、設計全般にわたるご指導を財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部小島芳之様、小野隆利様、ならびに岡野法之様より賜りました。併せて、感謝の意を記し、本小報文の結びとしたいと思います。