

帯状丘陵地における極小土被りの 山岳工法トンネルの挙動分析

Behavior analysis of a NATM tunnel excavated in hill country with shallow overburden cover

張信一郎¹・依田淳一²・都築保勇³・明石太郎⁴・池内正明⁵

Shinichiro Hari, Junichi Yorita, Yasuo Tsuzuki, Taro Akashi and Masaaki Ikeuchi

¹正会員 工修 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局 飯山鉄道建設所

(〒389-2253 長野県飯山市飯山1071-2)

E-mail:s.hari@jrnt.go.jp

²正会員 工修 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 大阪支社 (〒531-0071 大阪府大阪市北区中津1-6-24)

³正会員 工学 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局 飯山鉄道建設所

⁴フジタ・吉川特定建設工事共同企業体 (〒389-2253 長野県飯山市飯山福寿町2242-1)

⁵株式会社フジタ 土木本部 土木技術統括部 設計部 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷5-8-10)

The Nagamine tunnel was excavated diagonally in hill country. The tunnel had to be excavated under a shallow overburden cover, and there were some houses near the tunnel excavation line. Because of this, tunnel excavation by NATM had to be carefully controlled to minimize the influence on nearby houses. In order to solve these problems, a three-dimensional numerical analysis was carried out to understand how the ground would behave during the excavation. Based on the results of the numerical analysis, an excavation control standard was developed. Using the excavation control standard, the tunnel excavation was finished without problems.

Key Words : NATM, shallow overburden cover, Three-dimensional numerical analysis

1. はじめに

北陸新幹線長峯トンネルは、新幹線飯山駅（長野県飯山市）の終点方に位置する全長 115m（高崎起点 147km 560m～147km 675m）のトンネルである（図-1）。長峯トンネルは、急崖斜面を有する高さ約 30m の帯状丘陵地を斜方向に通過する線形となっており、土

被りは最大で 1 D 程度と小さく、トンネル上部の本線左右に家屋が存在する（図-2）。また、起点・終点方とも坑口が急斜面に位置し（起点方は県の急傾斜地崩壊危険区域指定地）、周辺斜面には表層崩落や地すべりの跡も確認できた。トンネル部の施工は、開削等の検討も行なったが、経済性および現地の状況により NATM による施工が妥当と判断した。



図-1 長峯トンネル位置図

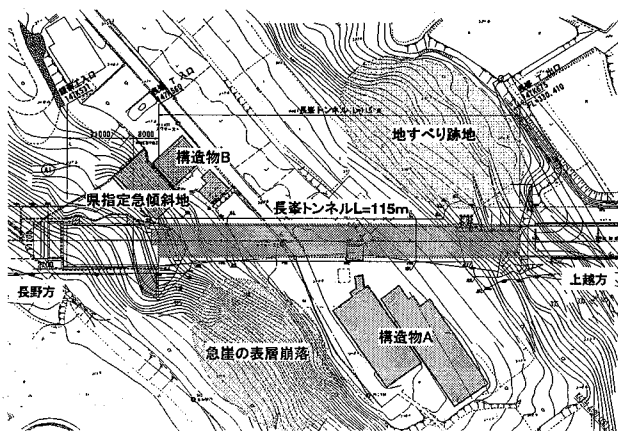


図-2 長峯トンネル平面図

は表層にロームが被覆しており、その層厚は粘性土より厚くなっている。なお、事前に両坑口部で実施した水平ボーリング（起点側：20m、終点側：30m）では、地山からの湧水は起点側（147 km 570m 付近）で0.23~0.45ℓ/分程度であり、ごく少量であった。

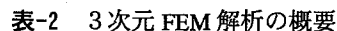
3. 施工計画

(1) 数値解析による地山挙動の把握

a) 数値解析の概要

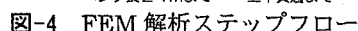
数値解析の目的は、近接構造物への影響予測およびトンネル掘削の安定性を検討し、掘削時の管理基準値を設定することと適正な補助工法等を検討し、安全かつ経済的な掘削計画を立てることである。管理基準値の設定については、解析による方法のほかにも、限界ひずみによる方法や、過去の施工例を参考にする方法などがあるが、本トンネルが極小土被りで両坑口が地すべり地帯にあることなどの特殊性を考慮し、3次元 FEM 解析による方法を採用することとした。

3次元解析は特定の問題に対して適用されるのが一般的であり、その適用の妥当性や必要性を考慮する必要がある。考慮すべき点を表-1に示す。本トンネルは、地上部に構造物が近接していること（表-1A）③）、小土被りかつ両坑口の地形的な特徴から地形の3次元構造を考慮する必要があること（表-1A）④）、地山の塑性を抑制する縦断方向の補助工法を検討すること（表-1A）②）、掘削延長が短く縦断方向の影響も無視できないことなどから、3次元により地山とトンネル全体をモデル化し、FEM弾性



解析種別	3次元FEM弾性解析および弾塑性解析																																
解析領域	横断方向⇒影響領域を考慮し、トンネル中心左右に3D以上(B=100m) 縦断方向⇒保護盛土・仮設盛土等を考慮できる範囲 起点側：坑口から50m、終点側：坑口から40m 当初設計トンネル延長 $l=110$ mと合せて計200mの範囲																																
地質条件	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>要素タイプ</th><th>単位体積重量 γ (kN/m³)</th><th>変形係数 E (kN/m²)</th><th>ポアソン比 ν</th><th>粘着力C (kN/m²) CASE-2</th><th>内部摩擦角 ϕ (°)</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Na層</td><td>平面ひずみ</td><td>18.5</td><td>14,000</td><td>0.40</td><td>33.0</td><td>0.0</td></tr> <tr> <td>Ya1層</td><td>平面ひずみ</td><td>18.5</td><td>14,000</td><td>0.40</td><td>33.0</td><td>0.0</td></tr> <tr> <td>Ya2層</td><td>平面ひずみ</td><td>19.0</td><td>110,000</td><td>0.35</td><td>235.0</td><td>20.0</td></tr> </tbody> </table> ※1 Ya1層：強風化Ya層、Ya2層：風化Ya層 ※2 Na層、Ya1層の層厚は一律5.0mとした。						要素タイプ	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力C (kN/m ²) CASE-2	内部摩擦角 ϕ (°)	Na層	平面ひずみ	18.5	14,000	0.40	33.0	0.0	Ya1層	平面ひずみ	18.5	14,000	0.40	33.0	0.0	Ya2層	平面ひずみ	19.0	110,000	0.35	235.0	20.0
	要素タイプ	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力C (kN/m ²) CASE-2	内部摩擦角 ϕ (°)																											
Na層	平面ひずみ	18.5	14,000	0.40	33.0	0.0																											
Ya1層	平面ひずみ	18.5	14,000	0.40	33.0	0.0																											
Ya2層	平面ひずみ	19.0	110,000	0.35	235.0	20.0																											
解析Step	トンネル逐次掘削を考慮																																
解析CASE	CASE1：弾性解析、CASE2：弾塑性解析																																
評価指標	変形量・せん断ひずみ・局所安全率等																																

A) 力学上の特徴	構造力学的な性格が3次元的であり、目的とする情報が必要となる取扱いは得られない、あるいは不十分である。 ①切羽の形状や掘削手順を考慮する問題 ②縦断方向の補助工法を考慮する問題 ・先受工、切羽支保、多重支保など ③3次元構造や近接構造物を考慮する問題 ・交差部、地表建造物など ④地形、地質の3次元構造を考慮する問題 ・断層部との交差、坑口部など
B) 解析条件の精度	目的とする情報の内容と精度が、利用できる解析条件の信頼性や精度と釣り合っているかという判断基準である。例えば、地質調査結果が不十分な段階での3次元解析による検討は不合理な面がある。
C) 解析作業時間、費用対効果	3次元解析に要する時間的、労力的負荷は、2次元よりも大きいため、設計・施工の実務的な場面では、目的とする結果の内容、精度とのバランスを考慮して適用が判断される。



解析および弾塑性解析を実施することとした。本検討では、弾塑性モデルにモールクーロンの完全弾塑性（バイリニア型）を適用することとし、汎用有限要素法コード（Soil Plus 2007：株式会社 CRC ソリューションズ）を採用した。掘削方法は、終点方からのショートベンチカット工法とした。解析概要を表-2、解析ステップフローを図-4 に示す。

図-5 に3次元 FEM 解析のモデル図を示す。図のように3次元でモデル化することで、急傾斜地を斜めに通過することなどを反映し、全線に渡っての解析が可能となる。図中の白色で示した箇所は構造物の位置を表している。図-6 に3次元 FEM 解析結果の一例を示す。図は、起点側坑口部における沈下量予測の弾塑性解析結果である。3次元でモデル化したことにより、トンネル掘削による地山の変形領域の分布を視覚的に捉えることができる。

b) 解析結果

図-7 に解析によるトンネル中心線の天端沈下量予測を示す。弾性解析の沈下量予測に対し、弾塑性解析の沈下量予測が1.5～3 倍に大きくなった。これは、両坑口部においては小土被りのためグラウンドアーチが形成されにくく、トンネル本体に全上載荷重が作用してしまうこと、地山が風化しており、トンネル掘削に伴う応力解放で脆弱化しやすいことや斜面との関係で地山に緩みが生じやすいことを表して

いると考えられた。Na 層の岩相の不連続性と地山物性のばらつきによっては、さらに大きな沈下量が発現するおそれがあると考えられた。

(2) 補助工法の検討

一般に土被りが小さく未固結地山が主体となる場合、地山強度が小さくわずかな変位が地山の緩みにつながりやすいため、補助工法により先行変位を抑えながら、剛性の高い一次支保を採用し、掘削時の変位を最小限にすることで、内空変位量および地表面沈下を抑制することが重要である。解析結果から本トンネルにおいても補助工法が必要であると考え、長尺鋼管フォアパイリング（AGF）工法を採用した場合の検討を行った。3次元弾塑性解析は非線形解析であり、解析ステップにおいて AGF を考慮する（途中で地山の物性値を変更する）ことが現実的に難しい。そこで、2次元 FEM 解析により、弾性解析による沈下量予測値が、弾塑性解析の結果とほぼ同じ値になるような Na 層および強風化 Ya 層の変形係数を求めた。その変形係数を用いて AGF を考慮した3次元弾性解析を行い、地山塑性時の沈下量を算出した（図-7 中の AGF（換算弾性））。その結果、AGF の施工により天端沈下量を最大で 50%程度低減できることを確認した。

解析結果から両坑口の斜面区間は地山が塑性化する

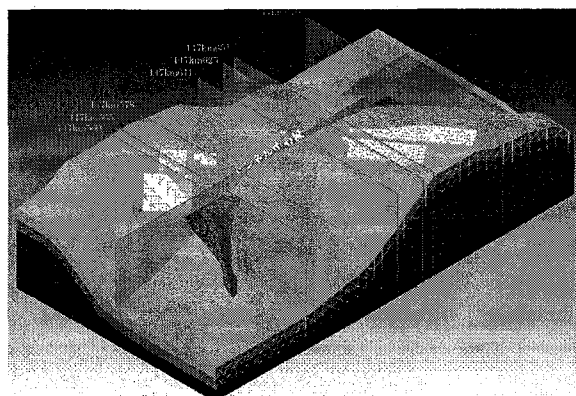


図-5 3次元 FEM 解析モデル鳥瞰図

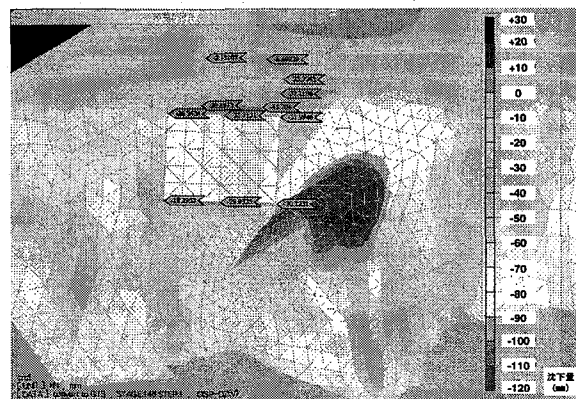


図-6 起点方坑口部の3次元 FEM 解析結果

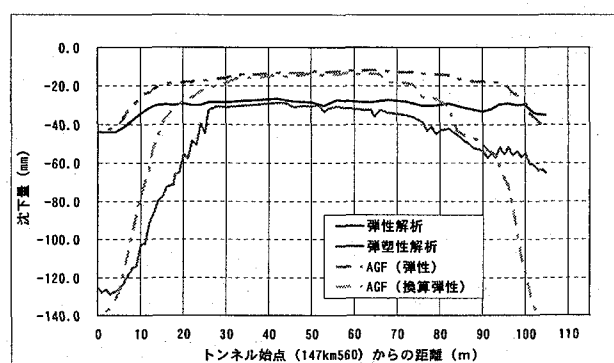


図-7 トンネル中心線における天端沈下量予測

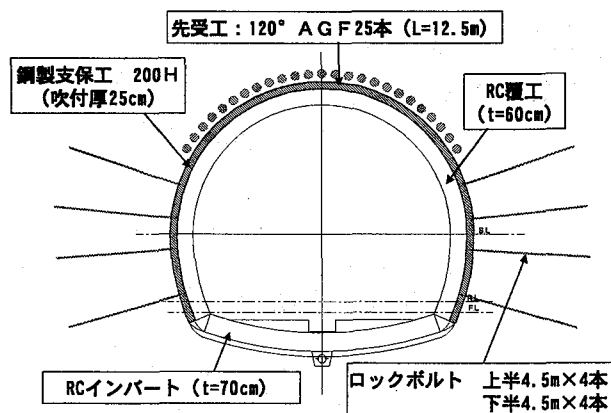


図-8 AGF 打設区間の支保パターン

ると変形が大きくなるが、補助工法等で地山を弾性変形内に収めることができれば、近接構造物の変位を抑制できると想定された。これにより、両坑口部においては、AGFの打設を行うこととした。

トンネル中間部は、解析結果の沈下量が比較的小さいこと、また弾塑性解析結果と弾性解析結果がほぼ同じ値であることから、地山が塑性化する可能性が低いと判断し、掘削中の計測の結果を見ながら、掘削パターンおよび補助工法を検討することとした。

(3) 計測管理計画

a) 計測の目的および項目

計測工の目的は、第三者に対する災害を未然に防止し、安全を確認しながら施工することである。トンネル周辺地山の挙動を把握するために、内空変位計測に加え、地表面沈下計測と地中側方変位計測を実施した。また、周辺構造物の挙動を把握し、トンネル掘削による影響の有無を判断するために、対象となる構造物の沈下および傾斜を計測した。図-9に計測位置を示す。地表面沈下量の計測は、トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説(平成8年版:土木学会)の内空変位および天端沈下量の計測頻度に準拠し、構造物沈下・傾斜測定および地中側方変位計の計測頻度は、1回/時とした。各計測項目に対しては、図-10に示すような管理体制のもと、計測管理基準値を決定した。

b) 管理基準値の設定

数値解析の結果から、地山の挙動を弾性域の範囲に抑えて掘削すれば、近接構造物付近の地表面沈下

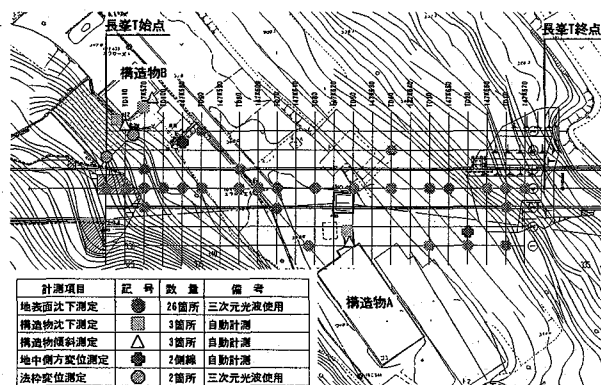


図-9 長峯トンネル計測位置図

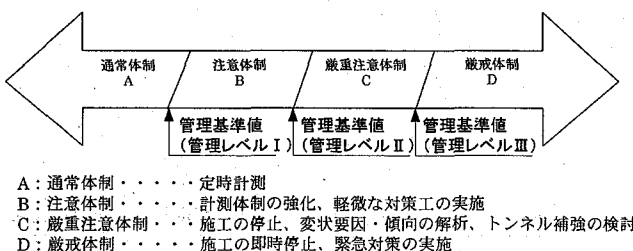


図-10 長峯トンネル掘削時の管理体制

量を抑制できることがわかった。掘削に伴う地表面沈下の管理基準値(管理レベルⅢ)は、地山等級、支保のランクおよび現場の施工管理における妥当性を考慮し、補助工法を計画していないトンネル中間部では3次元弾塑性解析の結果を用いることとした。AGFを採用する両坑口部については、AGFを考慮した弾性解析の結果(図-7中のAGF(換算弾性))を管理レベルⅢとした。

近接構造物の沈下、傾斜角については日本建築学会編集「建築基礎構造物設計指針 2001 年改定版」に準拠し、個別に管理基準を設けた。表-3に本トンネルの掘削時における各計測項目の管理基準値の一覧を示す。

4. 施工

(1) 保護盛土の施工

本坑の掘削を前に、両坑口においては坑口部のトンネル掘削の施工性を考慮し、土被りが2mの保護盛土を行った。盛土材は、セメント系固化材を添加した改良土(ソイルセメント)を用いることとした。トンネル掘削の観点から、掘削が容易かつ、切羽の自立性が確保される強度は経験的に一軸圧縮強度で1~1.5N/mm²程度必要である。そこで通常の NATM で掘削できる地山相当に保護盛土の強度を確保することとし、保護盛土の設計強度は一軸圧縮強度で1 N/mm²とした。

表-3 長峯トンネル掘削時の管理基準値一覧

地表面沈下測定	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	起点側 (147k570(560-597))	27	54	81
	中間部 (147k-625(597-633))	10	19	29
	終点側 (147k-650(633-675))	15	31	46

トンネル天端沈下測定	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	起点側 (147k570(560-597))	26	52	78
	中間部 (147k-625(597-633))	11	22	33
	終点側 (147k-650(633-675))	17	33	50

地中側方変位測定 両坑口斜面	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	変位 (mm)	1mm/10日	5~50mm/5日	

構造物A 構造: RC造3階建 基礎: コンクリート 経過年数: 36年	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	構造物沈下計 (mm)	12	24	36
	構造物傾斜計 (rad)	0.5×10^{-3}	1.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

構造物B 構造: 木造2階建 基礎: コンクリート 経過年数: 36年	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	構造物沈下計 (mm)	12	25	38
	構造物傾斜計 (rad)	1.0×10^{-3}	2.0×10^{-3}	3.0×10^{-3}

土留め擁壁 構造: RC造	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	構造物沈下計 (mm)	17	35	52
	構造物傾斜計 (rad)	0.5×10^{-3}	1.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

法枠 構造: RC造	計測項目	管理値		
		レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
	変位 (mm)	5~50mm/5日	10mm/日	100mm/日

(2) 本坑の掘削

a) 終点方(147 km 633~675m)の掘削

本トンネルは平成18年12月22日から終点方より掘削を開始した。当初の計画通り、終点方坑口付近(147km660m)の切羽よりAGFを打設した。147 km 650mにおける天端・脚部沈下量の経時変化図を図-11に示す。この図から、AGFの施工により、天端沈下量は20 mm程度で抑えられているものの、下半掘削時に沈下が生じ、天端より脚部沈下が大きくなっているのがわかる。また、下半掘削が坑口から26m(147km649m)まで達したところで、坑口保護盛土部のAGF未打設区間(147 km 660~670m)の地表面沈下量は30 mmを超え、管理基準レベルⅡに達した。数値解析の結果、終点方の地表面沈下量は弾性解析では20~30 mm程度であったことも考慮し、これ以上の沈下を抑制するために、インバート吹付により早期閉合を行った。これにより、この区間の地表面の最終沈下量を35 mm程度に抑えることができた。

b) 中間部(147 km 597~633m)の掘削

当初計画では、Na層の堆積構造はほぼ水平と想定され147 km 633mの切羽では、Ya層が切羽全面に現れてくる予定であった。しかし、実際の147 km 633mの切羽では、天端部分に砂および砂礫から形成されるNa層が確認された。このことから、Na層とYa層との境界はトンネル縦断方向の見かけ傾斜で10°流れ盤で発達しており、トンネルセンターで147km608m程度までは、天端+2mにNa層が緩い傾斜で分布していることが考えられた。Na層はシルト分の多い砂および砂礫から成り、固結度が低く肌落ちおよび小崩落が懸念された。ここでは、地山からの湧水がほとんどなかったことから、対策工としてシリカレジン注入による短尺先受工を採用し、切羽が安定した147km609mまで施工した。

構造物Aの近接断面である147 km 625mにおける解析結果および計測結果における地表面沈下量の経距図を図-12に示す。この図から、地表面沈下量の計測結果が、弾性解析の結果の図とほぼ一致していることがわかる。最終沈下量も10~15 mm程度であり、地山の変形を弾性域の範囲に抑えながら、比較的安定した掘削を行うことができたと言える。

c) 起点方(147 km 560~597m)の掘削

起点方の保護盛土と地山の境界部(147km570m付近)は、保安物件となる構造物Bが近接しており、沈下量予測も弾性解析で30 mm、弾塑性解析で100 mmを超える値であった。このため、起点方では、当初147 km 597mよりAGFを3シフト計画していた。しかし、147 km 597mの切羽は比較的安定していたことから、補助工法の施工は、切羽の地質状況が悪化

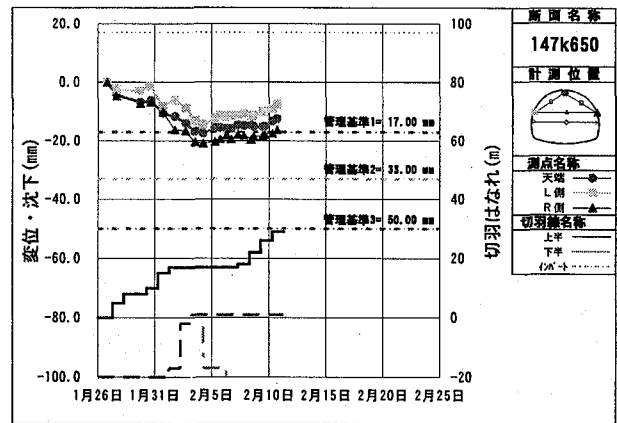


図-11 天端・脚部沈下量の経時変化(147 km 650m)

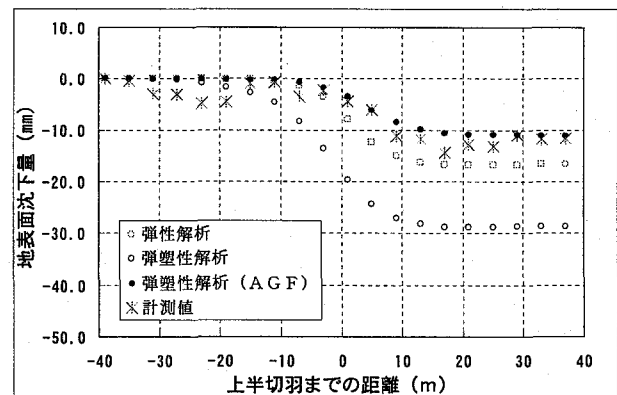


図-12 解析結果および計測結果における地表面沈下量の経距図(147 km 625m)

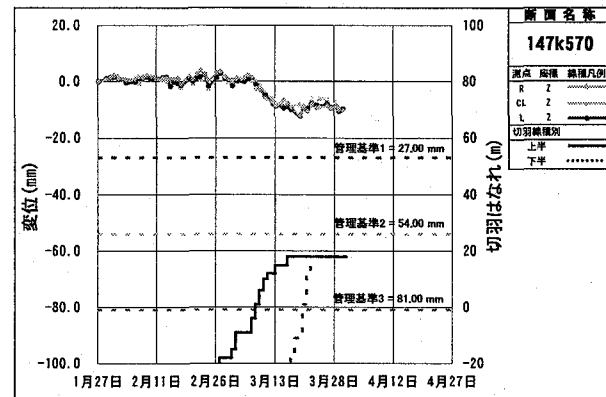


図-13 地表面沈下量の経時変化(147 km 570m)

した時点で判断することとした。147 km 588m付近から、再び強風化 Ya層および Na層が切羽面に出現し、地質の変化が顕著に見られた。この付近は、Na層が厚く堆積しており、解析結果からも地山が塑性化すると沈下量が増大する懸念があった。また、終点方では、下半掘削時に脚部からの沈下が見られ、AGFのみでは地表面沈下を十分に抑制できないことが考えられた。そこで、ここではAGFの施工とともに、注入式サイドボルトにより上半部分から脚部を改良することで沈下の進行を防ぐこととした。

147 km 570mにおける地表面沈下量の経時変化図を

図-13 に示す。この図より、上半掘削により沈下が生じているが、下半掘削による沈下はほとんどなかったことがわかる。その結果、掘削完了後の地表面沈下量は最大で10 mm程度であり、管理基準レベルⅠの範囲内で施工することができた。

d) 数値解析結果と計測値の比較

掘削完了後（平成19年3月30日）のトンネル中心線における地表面沈下量を図-14 に、各区分での掘削パターンおよびトンネル直上の地表面沈下量を表-4 に示す。この図から、終点方では計測結果が弾性解析の結果とよい相関性を示していることが分かる。これは、AGF等の補助工法の施工により、地山の挙動を弾性域の範囲に抑えながら施工できたためと考えられる。一方、起点方では、計測結果が弾性解析の値と比較して小さな値となっている。これは、起点方保護盛土施工時に造成した進入路（図-15）が押え盛土的な役割を果たしたことにより、トンネル掘削による影響範囲を小さくできたことや、注入式サイドボルトを採用したことで、脚部地耐力の向上に効果があったと考えられる。

そこで、起点方坑口部147km560mの断面で2次元FEM解析を実施し、進入路がある場合とない場合の比較を行った。その結果、弾性解析においては、鉛直変位は進入路ありの場合の結果が、進入路なしの場合の約98%、水平変位は約80%であった。これにより、進入路が水平変位を抑制する効果が大きいことが確認できた。2次元解析では横断面内の2成分（鉛直方向・水平方向）しか評価することができないが、実際には縦断方向への変形もあり、それに対しても進入路が変位を抑制する効果があるものと考えられ、これらの複合効果により、掘削時の変形量が進入路を考慮していない3次元モデルの解析結果より小さくなったものと考えられる。

e) 近接構造物の沈下量および傾斜角の計測結果

近接構造物の沈下量および傾斜角の計測結果は、沈下量は構造物A、Bともに0.1 mm程度であり、傾斜角も管理基準レベルⅠの $0.5 \times 1000^{-3} \text{rad}$ 以下であった。この値は、数値解析結果より小さい値である。このことから、構造物の位置においては、想定

どおり地山をほとんど塑性化させずに、構造物に影響を与えることなく掘削できたと言える。

5. おわりに

本トンネルは、急斜面を持つ丘陵地を抜けるため、小土盛り、自立性の悪い地質などトンネルとして施工するには難工事が予想された。また、近接する構造物が存在し、構造物への影響を抑制することが課題であった。しかし、事前の数値解析による沈下量予測をもとに施工計画を立て、計測および施工管理を徹底したことで、近接構造物に影響を与えることなく無事掘削を完了した。また、事前の検討および切羽の状況から掘削パターンを判断しながら掘削した結果、補助工法も必要最小限のものとし、経済的な施工ができたと考えている。

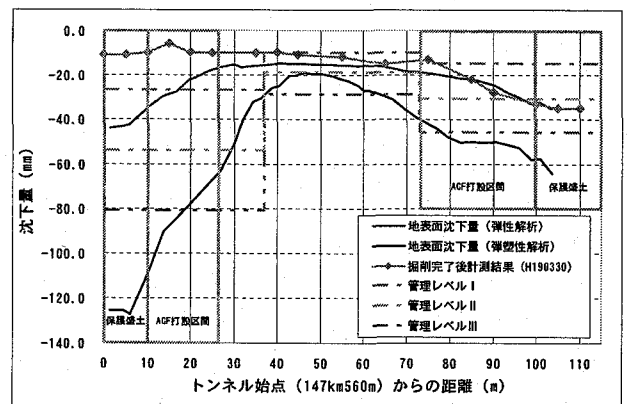


図-14 トンネル中心線における地表面沈下量

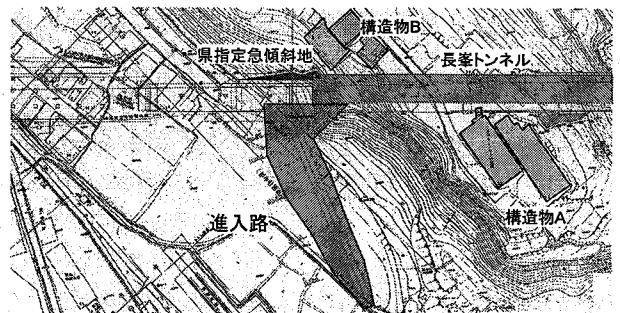


図-15 起点側進入路平面図

表-4 各区分での掘削パターンおよびトンネル直上の地表面沈下量

掘削 パ タ ー ン	支保パターン	起点方(147km560～597m)		中間部(147km597～633m)		終点方(147km633～675m)	
	鋼製支保工	200H					
	吹付コンクリート	t＝25cm					
	下半心バート吹付						20cm(ストラットなし)
	先受工	AGF		注入式短尺ファイリング(PUIF)		AGF	
	露止め、側壁改良	注入式サイドボルト			FRP鏡ボルト		
地表面沈下量	147km570m			147km625m		147km665m	
	12mm			15mm		36mm	