

トンネル切羽天端の安定性と変形挙動

DEFORMATION BEHAVIOUR AND STABILITY OF THE TUNNEL CROWN

(岩被りの薄い都市 NATM)

(ROCK SHALLOW NATM IN URBAN SITE)

松下征雄*・柴田剛志**・木下敬一**・橋本正***・今西肇***

Yukuo MATSUSHITA, Takeshi SHIBATA, Keiichi KINOSHITA, Tadashi HASHIMOTO and Hajime IMANISHI

One of the most important items to prevent the accidents caused by the cutting face collapse, such as ground surface depression, is an estimation of the cutting face stability during NATM excavation. Observation point of the cutting face stability is its deformation. However, excavating operations are done on the tunnel cutting face all day long, it is very difficult to install the observational equipments on the face without interruption. Therefore, we tried to predict the cutting face stability using the observation of the tunnel crown deformation instead of the cutting face deformation.

As a result, the strain velocity of the crown ϵ_t was effective to estimate the cutting face stability.

Keywords : cutting face stability, tunnel crown deformation, strain velocity, observation of ground movements, NATM

1. まえがき

NATMによるトンネル掘削時の切羽の安定性を事前に予測することは、切羽崩壊から引き起こされる地表部のかん没等の大事故を防止する上で最も重要な項目の一つである。切羽安定の監視ポイントは、言うまでもなく切羽そのものの変形量(押し出し量)であると考えられる。しかしながら、掘削作業は昼夜切羽で行われるので切羽に計測装置を取り付けることは容易ではない。また、掘削作業の支障にもなる。

そこで、実際のトンネル掘削作業の支障にならない切羽天端部の地盤の動きを掘削以前から計測することにより、切羽の安定性を評価しようと試みた。

この結果、トンネル掘削時に沈下が進行し支保工建て込みと同時に安定する現象が確認され、天端ひずみ速度が切羽の自立安定性の判断の一つとして有効であることがわかった。

2. 対象とした場所および地質

今回計測の対象場所は福岡市博多区の福岡市高速鉄道1号線3.1km内の起点側0.6kmのNATM複線断面区間である。

* 福岡市交通局

** 正会員 福岡市交通局

*** 正会員 財団法人 大阪土質試験所

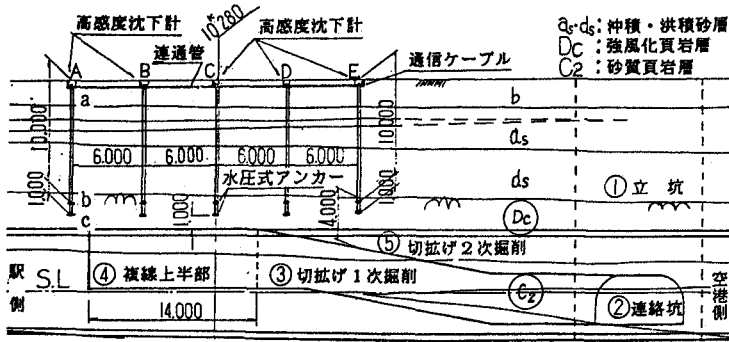


図-1 地質縦断面図および高感度沈下計設置位置図

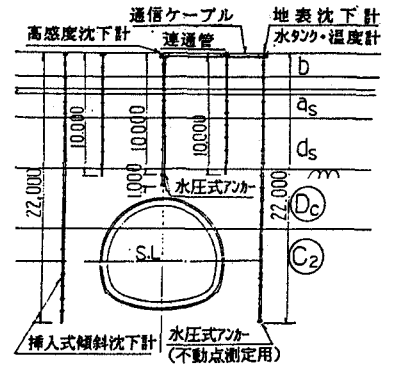


図-2 地質横断面図

この区間は、J R 博多駅から数百メートル離れたオフィス街の2車線道路下および民地下にあり各種埋設管がふくそうし、道路両側には7~10階建てのビルが並ぶ。

地質は、図-1 に示すように上部より表土・沖積砂層・洪積砂層および古第三紀の頁岩・砂岩層からなり、トンネル掘削対象層は、古第三紀層上部の風化頁岩・砂岩である。

自然地下水位は、G.L. -3.0~-3.5m付近にあり砂層と古第三紀層は、粘土化した強風化頁岩で遮断されている。図-4 は代表的な柱状図とトンネル断面位置を示す。

3. トンネル掘削方法

トンネル掘削に当たっては補助工法として図-5 に示すように、地下水位を低下させる目的でディープウェルをトンネル両側に配置し、上部砂層に対しては残留水を排水し地盤を強化する目的で薬液注入工法を採用した。計測対象地の掘削方法は、立坑より連絡坑を介して複線上半断面へ切掘り1次掘削を起点側へ行い、その後終点側へ連絡坑支保部材を撤去しながら、複線上半断面への切掘り2次掘削を行う変則的な掘削方法であった。

4. 計測位置および方法

計測に当たっては、地表沈下・トンネル周辺の地山挙動に十分な注意を払う必要があるとの判断から、図-3 に示すように連絡坑が複線断面へと拡大して行く区間において、トンネルセンター上6m ピッチ毎にA~Eの5ヶ所(1ヶ所あたりa, b, cの3測点)に高精度の沈下計を設置し、トンネル掘削に伴う先行変位から収束までを連続的に測定した。

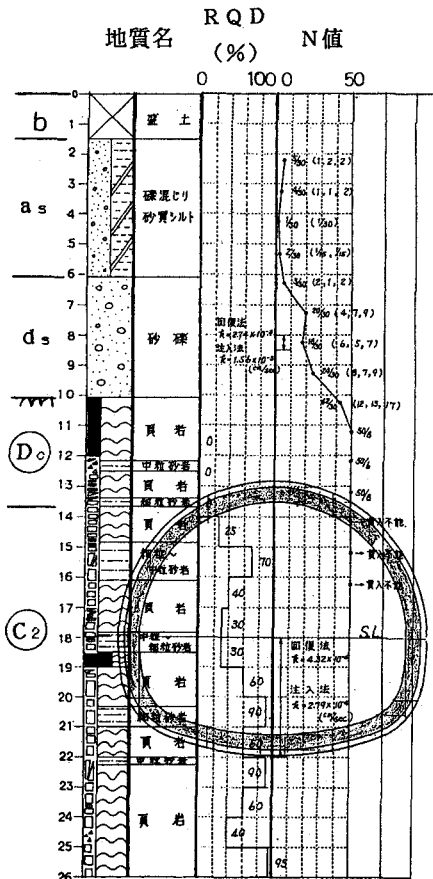


図-4 代表的な柱状図

また、10k280m (C点) においては、図-2 に示すようにトンネル横断方向に傾斜沈下計を配置し、土被りの浅いトンネルの周辺地山の挙動を観測した。

天端部に設置した沈下計は1/100mmの精度で1分～10分間隔でデータを自動的に取り組み、リアルタイムでパソコン上に地盤沈下挙動を表示できるようにした。

また、傾斜・沈下計は孔内に各ゾンデを挿入し手動によりデータをサンプリング後、パソコンにて処理を行った。

5. トンネル周辺の地山の動き

図-6 は、10k280m 地点の断面におけるトンネル掘削に伴う地盤変位を示したものである。これより、トンネル側方にせん断変形が発生し天端直上の鉛直変位はほぼ一様に分布する共下りの現象を示していることがわかる。

また、図-7 よりトンネル直上に薬液注入を行っており、薬液注入位置に圧縮ひずみが集中しており、薬液注入地盤が3次元的に沈下をある程度抑止していることがうかがえる。

6. 地表面沈下及び周辺地山の動き

対象とする地層は、砂層および軟岩の2層構造でありトンネルは軟岩中を掘進することから、地表面沈下は主として次のパラメータにより決定されたと考えた。

$$S_1 = f(R/D, E)$$

S_1 : 地表面沈下量

R/D : 岩被り比

R : 岩被り厚, D : トンネル直径

E : 地盤の弾性係数

このうち、地盤の弾性係数 E については対象地盤の性状が比較的各層において均一と考えられ、トンネル深度と各層の相対位置関係においても大きな違いがみられないため考慮しないとすると、図-8 のように整理できる。

この図によると、切掘げ1次掘削を行った後切掘げ2次の本坑拡張を行ったA',D',E'の場合と、当初より本坑の拡張を行ったB,Cの場合とでは同じ掘削断面の大きさでも地表面沈下量 S_1 の大きさが倍程度異なるのがわかる。

また、地表面沈下量は $R/D \leq 0.4$ で急増することが確認された。これは、事前にFEMにより解析して得られた岩被り比と沈下量比の関係(図-9)とよく一致しており、 $R/D \leq 0.5$ の場

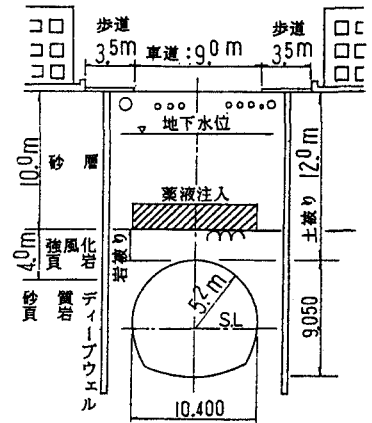


図-5 施工断面模式図

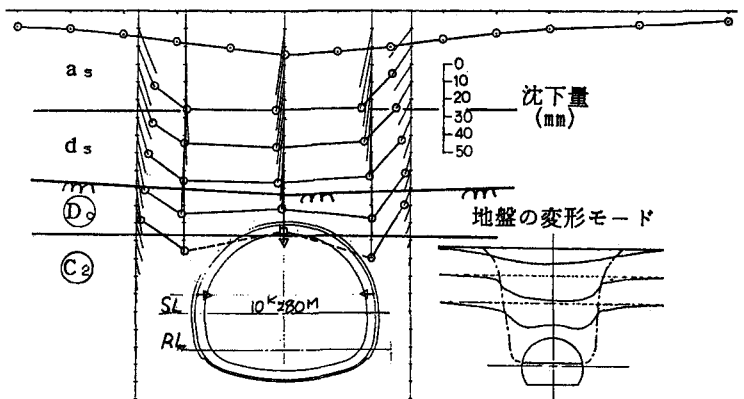


図-6 トンネル掘削に伴う地盤変位

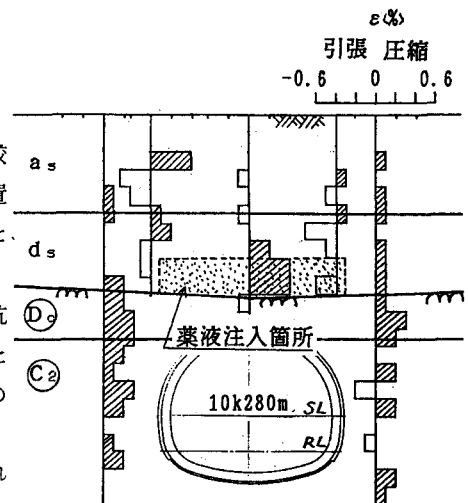


図-7 地中鉛直ひずみ分布図

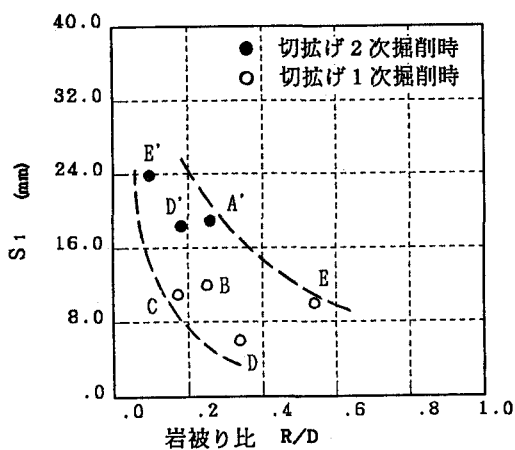


図-8 地表面沈下量と岩被り比の関係

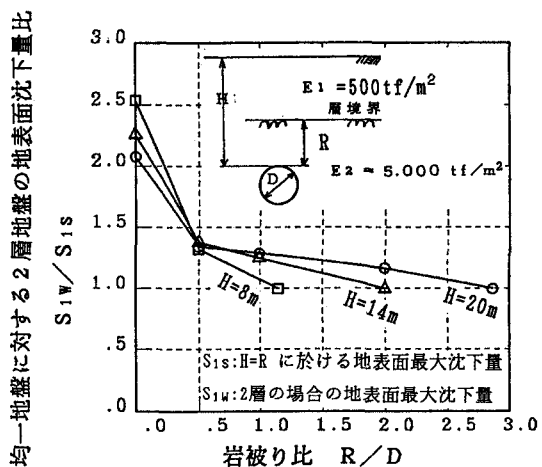


図-9 沈下量におよぼす岩被り比の影響

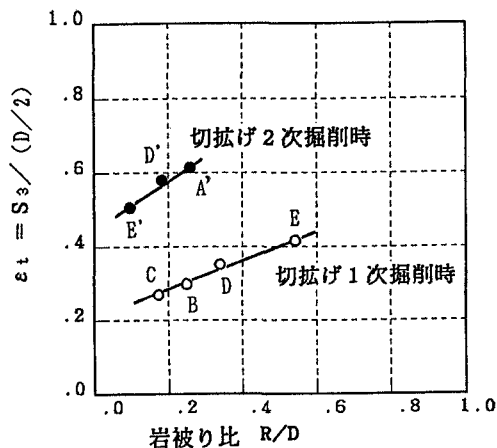


図-10 岩被り比と天端ひずみの関係

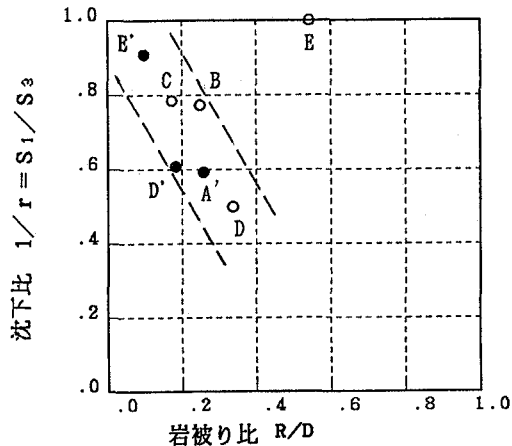


図-11 岩被り比と沈下比の関係

合は、岩盤によるアーチアクションが期待できないことがわかる。そこで、 ϵ_t (トンネル天端ひずみ) に着目して整理すると図-10のように表せる。A', B, C, D', E' はともにほぼ同じ深度のトンネルであり、トンネル掘削断面の大きさも同じことから、岩被りおよびその強さにより沈下が影響されるものと考えられるが、 R/D が2倍程度異なっても ϵ_t はあまり変化がない。しかしながら、 ϵ_t は切掘げ1次掘削時と切掘げ2次掘削時には明らかに異なり同じ R/D でも切掘げ2次掘削時に天端ひずみが増大していることがわかる。

また、天端沈下量に対する地表面沈下量の比 $S_1/S_3 = 1/r$ (沈下比) と R/D の関係を図-11に示す。これによると測点Eをのぞく他の計測結果はよい相関を示し、 R/D が小さければ $1/r$ が大きくなり地表面沈下と天端沈下がほぼ同じ程度でいわゆる共下がりの現象を示していることがうかがえる。

7. 切羽天端部地山変形の時間依存特性

図-12に示すように天端ひずみを $\epsilon_t = S_3/(D/2)$ 、天端地中ひずみを $\epsilon_r = (S_3 - S_2)/1.0$ とする。

図-13, 14は10分毎の計測データをもとにしたD点における切掘げ1次, 2次掘削切羽通過時の地

中変位・天端地中ひずみおよびその速度を示す。

この図から明らかなように天端沈下が顕著なのは、掘削時であり支保工の設置では変位・天端地中ひずみともに収束に向かっている。

また、D点では図-13のように1次掘削の時には、天端地中ひずみが急激に増加するのは約1時間程度であり、支保工の設置により、変位・天端地中ひずみともに収束に向かっている。一方2次掘削の時には、天端地中ひずみが収束するまで約4時間程度経過し、地表・地中の変位は、支保工設置後も増加する傾向を示した。これは岩被り比 R/D による形状効果および1次掘削のゆるみの影響が働いているためと考えられる。そのため、1次掘削の影響がある区間では、2次掘削において応力解放時間をできる限り短くすることが必要と考えられ、支保工間隔の変更や、先受けボルトを剛性を高める等の安全対策を行った。

図-15は24時間毎の計測データをもとにしたD点における切上げ1次・2次掘削の地中変位、天端地中ひずみおよびその速度、天端ひずみおよびその速度を示す。掘削に伴って発生したひずみと最大ひずみ速度の関係性をまとめたものが図-16である。これよりひずみとひずみ速度はほぼ直線関係を示し、 ϵ が増大すると $\dot{\epsilon}$ も増大することがわかる。特に、天端ひずみについては顕著である。

図-17は、壁面ひずみと逆算された見かけの弾性係数 E' によってトンネルの安定性を評価する図中に当現場における計測データをプロットしたものである。 E' が $500 \sim 1200 \text{ kgf/cm}^2$ であることから、切羽の自立性はやや不安定であると考えられる。 $E' = 500 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合の各領域の境界を図-16中に記入し、天端ひずみとの関係で考察すると、 ϵ_t が $180 \times 10^{-6} \text{ \% / min}$

以上であると不安定領域に入ることがわかる。

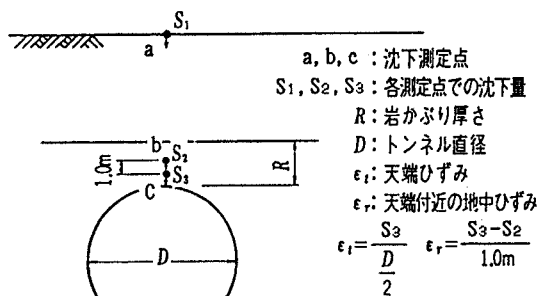


図-12 ひずみ量の定義

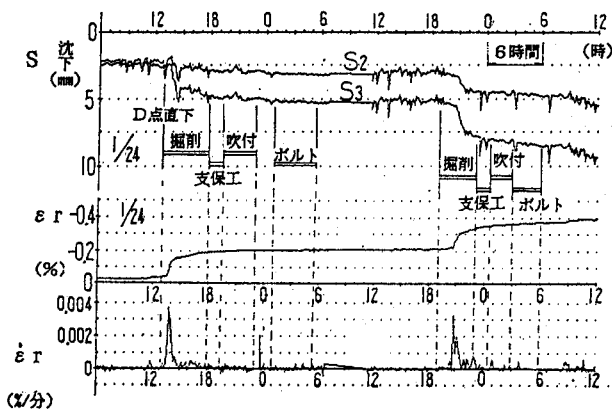


図-13 切上げ1次掘削切羽通過時経時変化
(10分毎の計測データ)

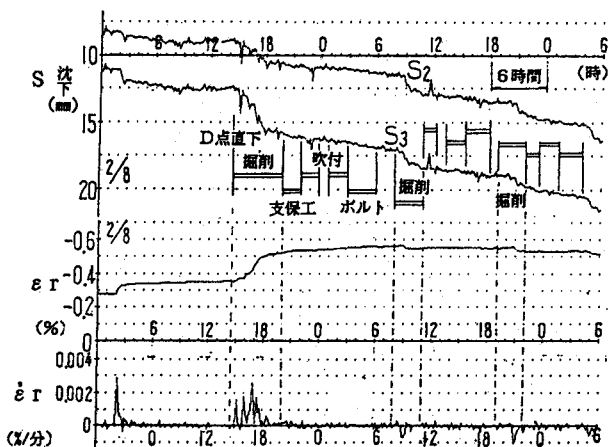


図-14 切上げ2次掘削切羽通過時経時変化
(10分毎の計測データ)

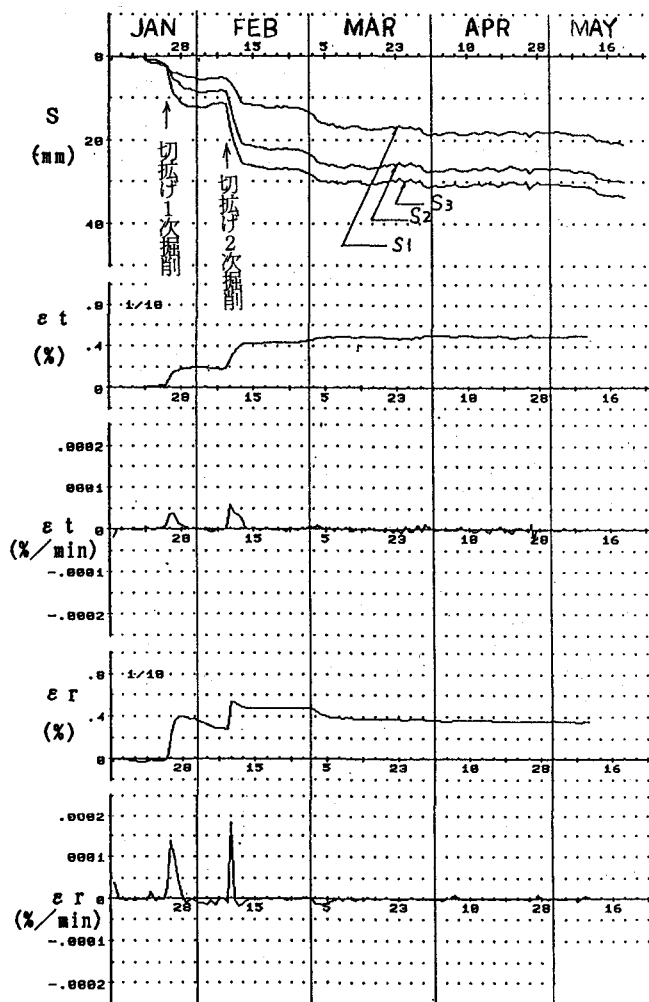


図-15 天端部地盤の経時変化
(24時間毎の計測データ)

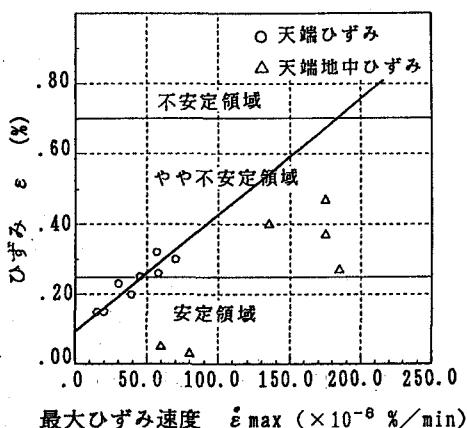


図-16 ひずみと最大ひずみ速度

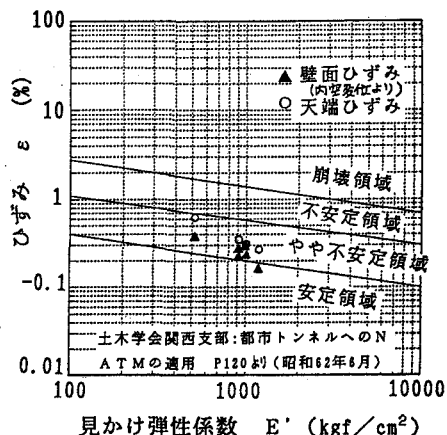


図-17 ひずみと見かけ弾性係数

8. あとがき

トンネル天端に設置した高精度の沈下計によって事前に切羽の安定性を推定しようと試みた結果、掘削時における地盤沈下のメカニズムおよび天端部のひずみ速度が日単位の切羽の自立安定性を判断する一つの指標となりうることが判明した。しかしながら、切羽掘削中のひずみ・ひずみ速度の評価については、計測器が道路上の交通振動をもとらえたことによるデータのバラツキ、即時処理による評価の困難さがあり、今後は、これらの点を改善し現場への適用を計っていきたいと考える。

最後に現場での計測に御協力いただいた関係各位に謝意を表す。

<参考文献>

- 1) 柴田・木下・橋本・今西・上村: NATMによる都市トンネル掘削時の天端部地盤の挙動, 第25回土質工学研究発表会講演集, 1990.6
- 2) 柴田・南・中村・木下: 市街地をNATMで空港へ(福岡市地下鉄1号線延伸部), トンネルと地下, vol. 20, NO. 12, 1989.12
- 3) 上村: 高感度沈下計設置によるNATM施工, 第25回施工体験発表会(NATMの新技术), 日本トンネル技術協会, 1989.11
- 4) 岩崎: トンネル工事における計測技術と意義について, 施工技術 第10巻 第9号
- 5) 土木学会関西支部: 都市トンネルへのNATMの適用, P120, 1987.6