

中生代付加体における支保内圧と塑性土圧の関係

The relation between the actual ground pressure and the supports rigidity in the accretionary prism

山本 和義¹⁾・宮脇 工²⁾・鎌村 禎英³⁾・大原 誠⁴⁾・雨宮 啓二⁵⁾

Kazuyoishi YAMAMOTO, Takumi MIYAWAKI, Sadahide KAMAMURA, Makoto OOHARA, Keiji AMEMIYA

The Jiyoshi tunnel is an about 3000m road tunnel, which will be breaking through in the Shikoku karst. The geological conditions of the Shikoku mountain is formed with the slate of the mélange-tic accretionary prism of the Chichibu belt. This report arranges the relation between the destruction of the supporting members and the displacement measurement, the stress measurement during the tunneling. It would analyze the relation between the actual ground pressure and the supports rigidity.

Key Words:

1. はじめに

一般国道440号は、四国カルストを貫く、延長約3000mのトンネルである(図-1)。この四国カルストは秩父帯の付加体であり、メランジェが発達した粘板岩を主体としている。

したがって、事前に判明している断層の他、スラスト断層等があることが想定されていた。走行はEWで傾斜は40～50Nを基本とするものの、褶曲が著しく、大きな塑性土圧が作用されることが予測されていた。

本報告は、メランジェで発生した支保部材の変状や変位計測及び応力計測の結果を整理することで、支保部材に作用する塑性土圧と支保剛性の関係を整理したものである。結果としては、2つの応力計測断面での部材軸力は2300～3000kN程度発生し、作用する土圧は450～570kN/mm²程度と推察された。この土圧はゆるみ深さにして20～25mであり、土被りの10～12.5%である。

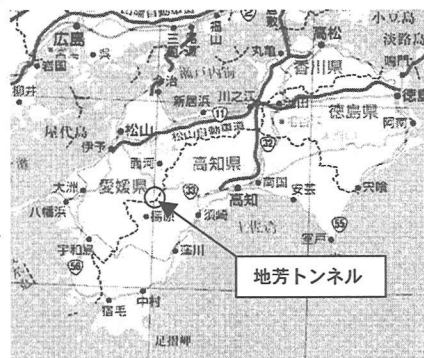


図-1 地芳トンネル位置図

2. 工事概要

一般国道440号は、愛媛県松山市を起点とし高知県高岡郡桝原町に至る延長約97kmの路線で、四国有数の観光地で知られる四国カルストの観光道路としても重要な役割を担っている。

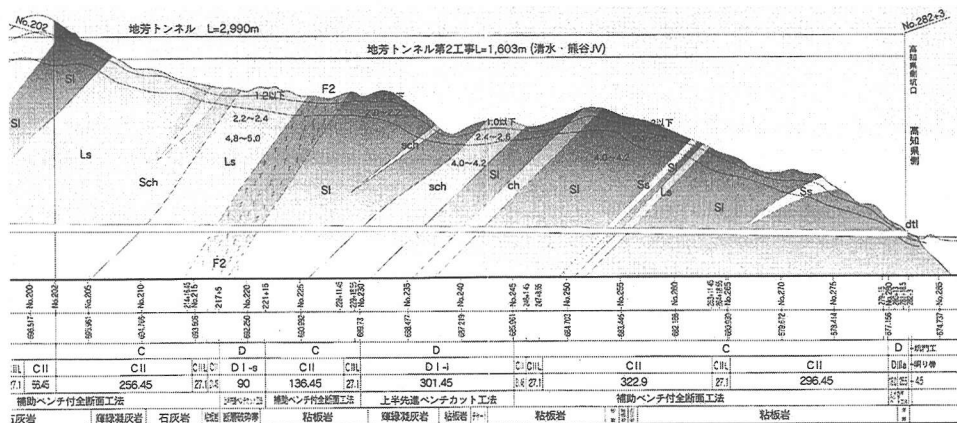
しかし、本路線は四国山地の急峻な山岳地域を通過しており幅員狭小で急カーブ、急勾配の区間が多いうえ、県境付近は標高1,084mのつづらおれの地芳峠があり、冬季には積雪、凍結による交通途絶がたびたび発生し幹線道路としての機能を十分果たせない状況である。地芳道路はこれらの通行障害解消を計り、走行費用の節減および交通事故の減少等と関連地域の地場産業の拡大、救急医療の改善等を支援するための事業である。

3. 地形・地質概要

地芳トンネルの地質は、付加体メランジェの砂岩・粘板岩・石灰岩・チャートの混在層である。付加体メランジェでは、地表露頭では硬質な砂岩やチャートが残りやすく、良好な岩盤を多めに見る傾向がある。また粘板岩でも、露頭で観察した地山状況よりも悪くなることが予想された。また、弾性波速度は硬質な砂岩に影響され、高速度層の下低速度層は識別できないため、坑口部や一部の低速度帯を除き4.2～4.6km/secの大きな速度を示している。

- | | | | |
|--------|-----------------------|----|--------------------|
| 1) 正会員 | 清水建設(株) 土木本部 技術第2部 | 4) | 清水建設(株) 四国支店 土木部 |
| 2) | 国土交通省 四国地方整備局 中村工事事務所 | 5) | 清水建設(株) 土木本部 技術第2部 |
| 3) | 清水建設(株) 四国支店 土木部 | | |

地芳トンネルにはF 1とF 2の2本の破碎帯が予測されている。このうちF 2破碎帯は地表露頭ならびにボーリング調査で確認されている。調査ボーリングのコア状態からは、粘土化した非常に脆弱な地山状況が予想され、蛇紋岩も含まれている。破碎帯では、切羽・天端の自立性が問題となる他、土被りが200m以上あることから、大きな圧入・変形が発生することが懸念される。



4. 施工経過と変位計測結果

また、全体的な走向傾斜は東西と北下がりを示しているが、切羽面でも明らかな褶曲が認められ、広域的な褶曲の概念ではなく細かくねじ曲げられている状況であった。図-3に初期変位速度（切羽 3m地点での変位量とした）と最終変位量の関係を示す。一般に初期変位速度と最終変位量の関係は両対数軸で表されているのに対し、本トンネルの結果は両方とも実数軸で表現可能となった。また、その相関は強く、初期変位でかなり精度良く最終変位が予測できる結果となった。以降の管理は変位速度で行うこととした。

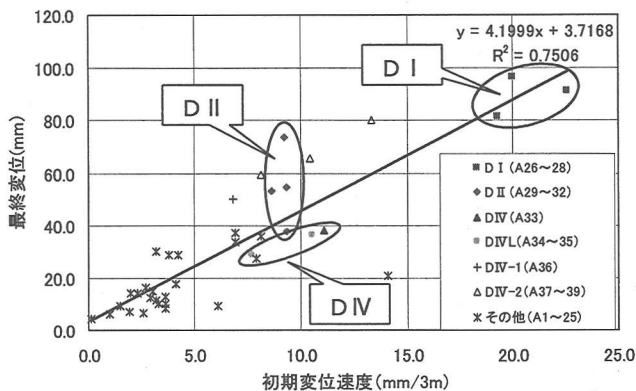
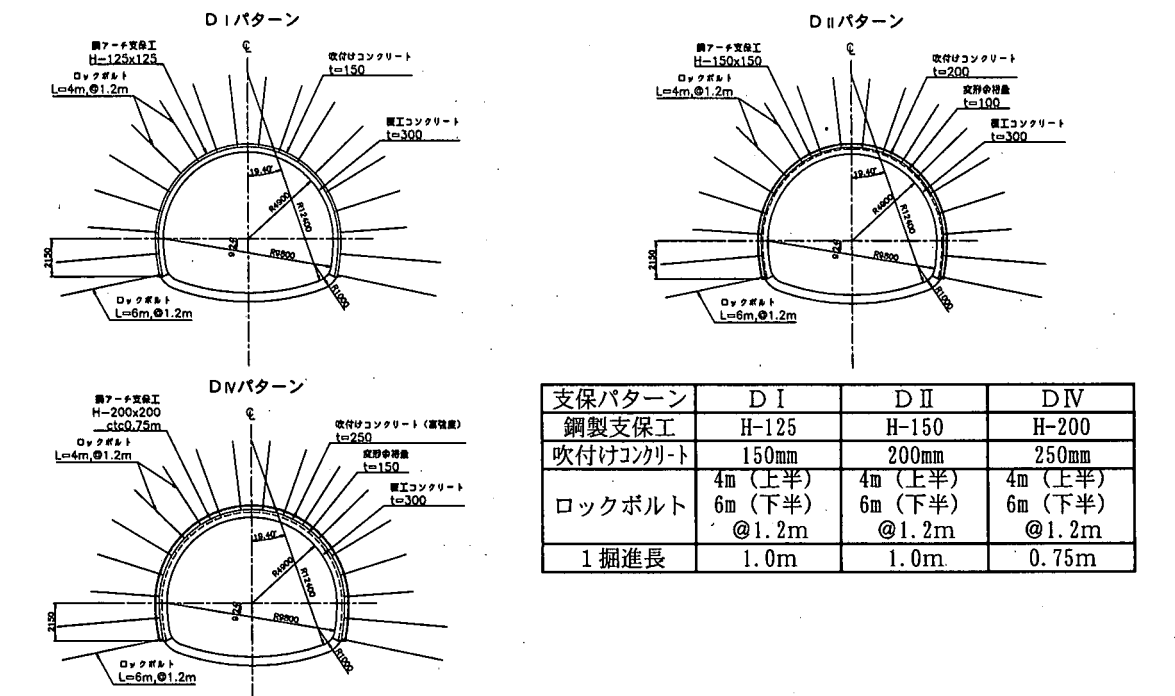


図-3 初期変位速度と最終変位の関係

図-3の右上3点がDⅠでの値であり、変位速度が20mm/3m程度で最終変位も80~100mmに達している。この部分はロックボルトの破断や吹付けコンクリートの剥脱が頻発し、増しロックボルトのみでは変位の収束が認められず、最終的にはインバートによる閉合で、ようやく収束した。その後のDⅡ区間では変位速度は半減したものの、最終変位は回帰線より上方に位置することがわかる。この区間の応力計測ではロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力、鋼製支保工応力とも極限応力を超え、ロックボルトの変形や抜け出し、吹付けコンクリート剥脱が発生し、支保部材の剛性不足が認められた。(各支保パターンは図-4参照)

- 160 -

DⅣ-2, 3は、補助工法として注入式フォアポーリングや長尺鋼管フォアパイリングを必要とした破碎帯での値であるが、当初の回歸線を離れ、変位速度が小さくても最終変位は大きくなる傾向が認められる。したがって、このような初期変位速度と最終変位の相関を本トンネルで整理することにより、地質の変化を把握できる可能性があり、有効な管理手法と考えられる。



図－４ 支保パターン図

5. 応力計測結果

図－6(1), (2)に応力計測結果を示す。

(1) 地中内変位

- ・ DⅡ, DⅣとも変位の変曲点は4m程度と想定され、ゆるみ範囲が4m程度と考えられる。また、坑壁から8m地点は、概ね不動点となっており、8mまではゆるみは進展していない。
- ・ 両断面とも左SL部（E4）測点には変曲点が認められない。
- ・ 変位の絶対値はDⅡがDⅣの2倍程度となっている。
- ・ DⅣでは天端部が坑壁から2m程度より縮む方向となっている。これはこの部分のロックボルトが圧縮となっていることと良く整合している。さらに、DⅣの鋼製支保工曲げモーメントで上に凸となっている形状とも一致している。

(2) ロックボルト軸力

- ・ DⅡでは、天端部で200kNをはるかに超え、最終的に破断した。上半部の他の2ヶ所についても、ほとんど200kNに達しており、ロックボルトは限界以上であると判断できる。
- ・ DⅣでは200kNには達していないが、150kNは超えた箇所があり、完全に安全とは言えない状況にある。
- ・ 下半のボルトは坑壁から2～3m付近にピークが認められ、6mボルトの中間部に位置しており、理想的な軸力分布を示している。値的にも150kN以下であった。
- ・ ゆるみ深さが4mであること等を考慮すると、ロックボルトの長さは6m程度が適切であることを示している。

(3) 鋼製支保工応力

- ・ 鋼製支保工は、DⅡではH-150、DⅣではH-200を用いているため、軸力ではなく応力で示した。応力は内側の応力で代表した。

- ・ D II の支保工応力は天端部で 440N/mm^2 以上を示した。応力換算の構成係数の関係でこれ以上の応力は示していないが、ひずみは進展しており、降伏状態を示した。
- ・ D IV においても 400N/mm^2 近い応力が計測されており、余裕が十分ある状況ではない。一方、この部分の吹付け応力は 4N/mm^2 程度の値であり、設計強度 36N/mm^2 には余裕が認められた。
- ・ 以上の結果は、鋼製支保工がこのような地山では有効な支保部材であることを示唆するものである。

(4) 吹付けコンクリート応力

- ・ D II では、天端部で 8N/mm^2 程度に達した後、引っ張りに急変している。これは、計測されたものが 8N/mm^2 程度であり、現象として瞬間的に設計基準強度 18N/mm^2 を超え、圧壊したためと想定できる。吹付けの観察でも天端部にクラックが生じ、最終的には剥落した。
- ・ D IV では、最大 4N/mm^2 程度であり、D II のような圧壊現象は認められない。鋼製支保工の応力が D II では限界を超えているのに対し、D IV では限界以内にあり、鋼製支保工と吹付けが一体となり、支保内圧を確保していることが伺える。

(5) 支保工曲げモーメント

- ・ D II では、上に凸（外曲げ）の形状から、下に凸（内曲げ）の状態に変化し、吹付けコンクリート応力の変化に良い対応を示している。
- ・ 図-5 には、吹付けコンクリートと鋼製支保工の曲げモーメントの経距変化を示している。切羽距離 10m 付近で吹付けが引っ張りに変化し、やや遅れて鋼製支保工の内曲げが大きく増加している。また、吹付けが剥落した切羽距離 20m 付近で、曲げモーメントはさらに大きな内引っ張りとなり、最終的には $60\text{kN}\cdot\text{m}$ で収束をしている。
- ・ この 20m 付近で、切羽の進行なしに曲げモーメントは大きく変動し、完全に吹付けは破壊に達したものと想定される
- ・ D IV における曲げモーメントは、特に右斜め上や見かけ上の側圧を受け、上に凸な形状となっている。曲げモーメントの分布はトンネルの変形状態に合致するため、地中内変位とロックボルトの軸力が天端周辺で圧縮されていることと良い整合を示すものである。

特に D II での天端の吹付けコンクリートと支保工曲げモーメントの変化をみると、吹付けに開口亀裂が生じるとともに鋼製支保工の内側曲げモーメントが徐々に増加し、さらに吹付けが完全に耐力を失った時点で支保工の曲げモーメントが急激に増大していることがわかる。一般に鋼製支保工の目的の一つに曲げ耐力の補強があるが、今回の計測では明瞭にその過程をとらえている。

また、支保工の軸力も大きく発生し、本トンネルのような真の土圧が作用する地山での鋼製支保工が、軸力の分担や曲げ耐力の増強に重要な役割を果たすことが確認できた。変位計測（図-3）で示されている変位速度と最終変位量の関係でも、D II と D IV が同じような初期変位速度であるにもかかわらず、D II では回歸線より最終変位が上方に行き、D IV では下方であったことは、この支保部材の破壊現象が切羽より 10m 程度で生じたこと（初期変位が小さい）と、良い整合性を示すものである。

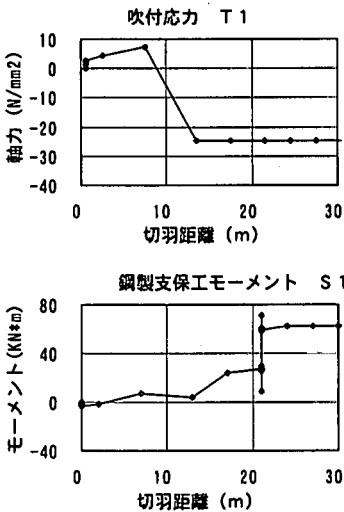


図-5 天端部の吹付け応力と支保工曲げモーメントの経距変化図

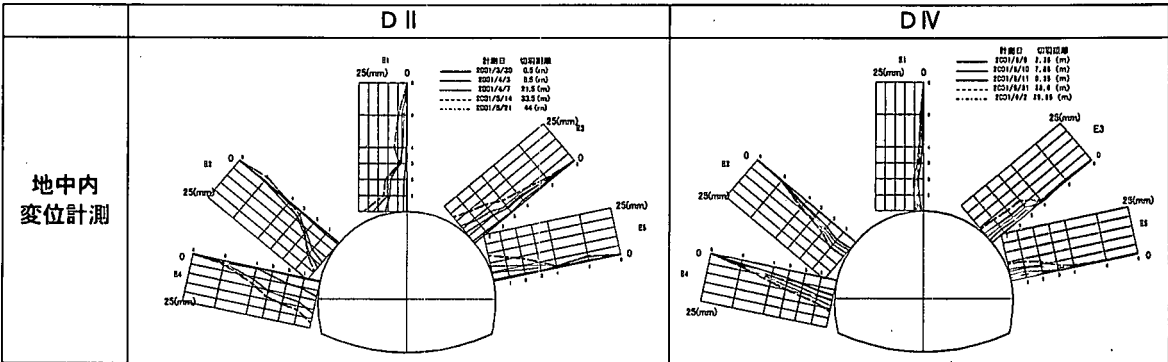


図-6 (1) 応力計測結果 (地中内変位)

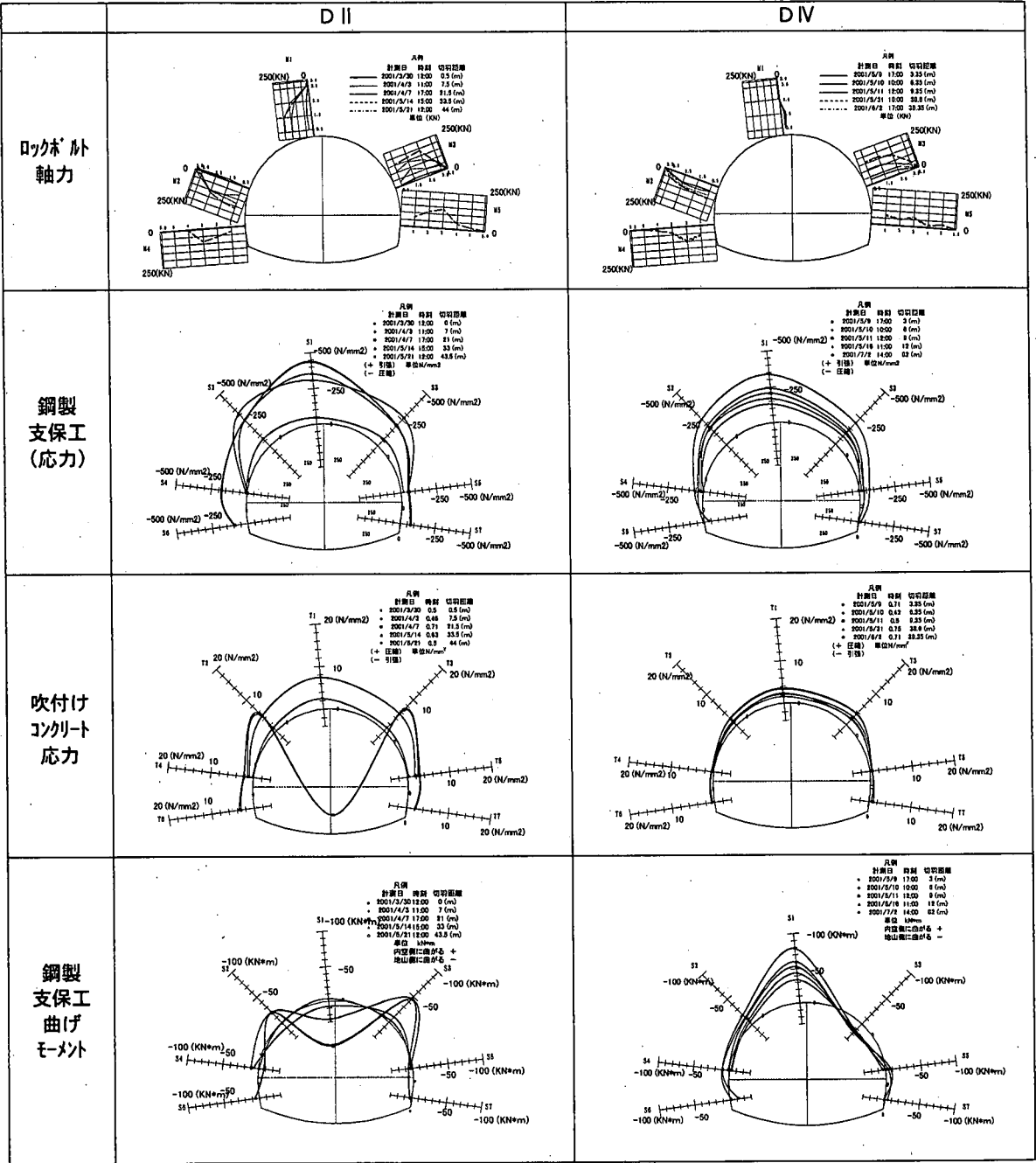


図-6 (2) 応力計測結果 (ロッキング軸力, 鋼製支保工 (応力), 吹付けコンクリート応力, 支保工曲げモーメント)

6. 最大軸力と支保剛性の関係

(1) 最大軸力の算定

計測された吹付けコンクリートと鋼製支保工の軸力を表-1に示す。合成軸力はD IIで 2315kN 以上 (吹付けが破壊し、支保工軸力も降伏点を越えている)、D IVでは 2968kN を示した。また、吹付け軸力と鋼製支保工の軸力の比はD IIで 1 : 1、D IVで 1 : 2.3 程度となっている。

表-1 合成軸力

	D II	D IV
支保工最大軸力 (kN)	1200	2076
吹付軸力 (kN)	1115	893
合成軸力 (kN)	2315	2968

DIVにおける応力分布状態を見ると、S.Lを除いて、ほぼ一定であることが分かる。そこで、トンネルに作用する土荷重をトンネル軸方向に均等に分布したモデル化が可能であると考えられる（図-7）。

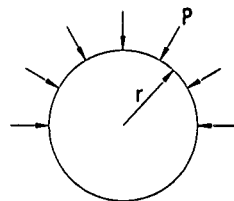


図-7 トンネルのモデル化

そこで、 $N=P \cdot r$ 、これより $P=N/r=\sigma_1 \cdots 6.1$

の応力が発生していると想定される。ここに、 r ：トンネル半径(=5.2m)

また、FEM解析により得られたトンネル天端部における主応力状態より、 σ_3 を仮定する。計測で得られた σ_1 (式6.1)、初期応力状態 σ_0 を表-2に示す。

これより得られるモールの応力円を図-8に示す。

ここに、初期応力は、 $\sigma_{y0}=\gamma_1 \times h$ (kN/m²)

いま、側圧係数 $K=1.00$ とすると $\sigma_{x0}=\sigma_{y0}=\sigma_0$

γ_1 ：土の単位体積重量 (=23.0(kN/m³))

h ：土被り(=200(m))

	D II 天端	DIV 天端
σ_0 (kN)	4600	4600
σ_1 (kN)	445	570
σ_3 (kN)	6686	6322

(2) 最大軸力と支保剛性の関係

これまでの計測結果と、D等級地山であることを考慮して、1) D IIパターンでは破壊基準線を超えている、2) 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ 程度であるといえる。そこで、図-8のように破壊基準線を想定する。この際、粘着力 $c=1000$ (kN/m²) 程度となり電中研式岩盤等級から予想されるD級岩盤の物理定数の範囲内にあることが確認される。また、D IIからDIVパターンへと変更した際の σ_1 の増分を $\Delta\sigma$ とし、初期応力度 σ_0 に対する割合を α とする。

$$\Delta\sigma = \sigma_{1-IV} - \sigma_{1-II} \quad \alpha = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_0} \times 100 = 2.7(\%)$$

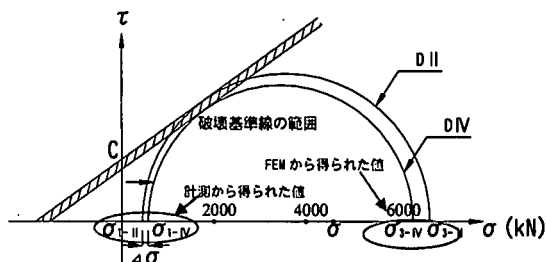


図-8 モール応力円

つまり、初期応力に対して、D IIパターンから支保剛性を僅かに増加(125kN)しただけで、トンネルが安定したことが分かる。

7. まとめ

内空変位の変位速度と最終変位には、実数で表現できる程度の強い相関が認められ、変位速度により管理をすることが有効なことが判明した。

支保剛性では、D IIとDIVの剛性を上げることが、トンネルの安定を保つために必要であり、剛性の相違は同程度の変位速度でも最終変位は異なることが判明し、支保剛性が不足する場合には相関線より大きめの変位が発生した。

支保部材の働きの内、吹付けコンクリートが破壊した場合には引張り応力が発生し、その応力は鋼製支保工に受け変わる挙動を示した。また、破壊の進行と共に地山が押し出されるような挙動を示し、これに抵抗したのは鋼製支保工であることが、曲げモーメントの挙動で推察される。

内空変位(側圧)が卓越する場合には、支保部材は上に凸な形状の変形を示し、地中内変位が圧縮となる部分が発生する。これにともないロックボルトにも圧縮力が作用することが認められた。

トンネルの安定を保つ剛性は初期応力の12.5%程度であり、安定を不安定の境界ではわずか2.7%(125kN)程度の差が安定に非常に寄与することが認められた。

中生代の付加体のメランジェ状に擾乱された粘板岩を主体とする地山では、鏡肌の発達した潜在的な亀裂が細かく分布している。亀裂が開かない状態では弾性波速度も早く、見かけ上良好な地山を呈している。しかしながら、掘削により応力を解放すると、亀裂が開き、トンネルの安定を保つために、剛性の大きな支保が要求される。

この支保剛性も初期応力から比較すると10%程度の小さなものであり、安定・不安定の境界が内圧の少しの変化で左右されることが判明した。